

埋設された長尺管路の力学挙動と 設計法に関する研究

2005 年 10 月

はちや まこと
八谷 誠

目 次

本論文で用いた記号一覧

第1章 序 論	1
1.1 緒 論	1
1.2 埋設管路の軸方向設計法の現状と問題点	2
(1) 現行設計法の概要	2
(2) 現行設計法の問題点	3
1.3 問題解決に対する試み（既往の研究）	4
(1) 埋設管路の引上げ抵抗と地盤反力に関する研究	4
(2) 埋設された長尺管路の力学挙動に関する研究	7
(3) 既往の研究のまとめ	8
1.4 研究の目的、本論文の構成および研究の手法	8
第2章 事例研究による埋設管路の力学挙動の把握	10
2.1 緒 論	10
2.2 国道25号難波西口交差点の水道管破損事例	10
(1) 破損の状況	10
(2) 破損原因の検討	13
(3) 遠心実験による破壊メカニズムの検証	18
2.3 国道9号五条堀川交差点の水道管破損事例	22
(1) 破損の状況	22
(2) 破損原因の検討	25
(3) 遠心実験による土圧の定量化	27
(4) FEMによる強度計算と破壊原因の考察	32
2.4 まとめ	37
(1) 国道25号難波西口交差点の水道管破損事例	37
(2) 国道9号五条堀川交差点の水道管破損事例	37
第3章 三次元模型を用いた遠心実験による 埋設管路の力学挙動の定量化	38
3.1 緒 論	38
3.2 模型と実験方法	38
(1) 模型管路	38

(2) 模型と実験方法	40
3.3 不同沈下が惹起する埋設管路の力学挙動	44
(1) 床の降下量 s の増大に伴う測定結果の変化	44
(2) 土圧・変形挙動の非線形性	46
3.4 埋設管路の力学挙動の発現メカニズム	46
(1) 地盤変形の観察結果	47
(2) 三次元アーチの発生メカニズム	49
(3) 床の降下量 s の増大に伴う挙動変化のメカニズム	50
3.5 各要因の影響	50
(1) 地盤密度と H/D による変化	50
(2) 管路剛性による変化	52
(3) 地盤の種類による変化	52
3.6 ガス指針の不同沈下挙動モデルによる予測と実験結果の比較	54
(1) ガス指針の不同沈下挙動モデルと計算方法	54
(2) 地盤の沈下量 δ_g が増大する時の力学挙動の比較	56
(3) 各要因を変化させたときの力学挙動の比較	56
3.7 まとめ	60
(1) 地盤が不同沈下するときの管路の力学挙動の実態	60
(2) 管路の力学挙動の発現メカニズム	60
(3) 各要因の影響	60
(4) ガス指針の不同沈下挙動予測モデルの評価	61
第4章 埋設管路の軸方向設計法の提案	62
4.1 緒 論	62
4.2 提案設計法の概要	62
4.3 入力定数 p_{vmax} と k の決定法	64
(1) 二次元模型を用いた引上げ・引下げ遠心実験の方法と結果	65
(2) $p_{vmax} \sim \delta_g$ 関係の定量化	67
(3) k の定量化	71
4.4 三次元模型を用いた遠心実験との比較	71
(1) 計算方法	71
(2) 計算結果と遠心実験結果の比較	71
4.5 提案設計法の特長比較	74
(1) 計算方法	74
(2) Δp , ε , δ_p の分布の比較	74

(3) 管路に生じる最大曲げひずみの比較	76
4.6 まとめ	79
(1) 提案設計法の概要	80
(2) 提案設計法の妥当性の検証	80
(3) 提案設計法の現行設計法に対する優位性の確認	80
(4) 管路自重の影響について	80
 第5章 結 論	 81
 参考文献	 83
 関係発表論文	 87
 謝辞	 89

本論文で用いた主な記号一覧

B_H	: 基礎の換算載荷幅
B_V	: 基礎の換算載荷幅
c_d	: 一面せん断 CD 試験によって求めた土の粘着力
D	: 管の外径
ΔD	: 管の鉛直たわみ量
d	: 管の内径
E_p	: 管材料のヤング率
E_s	: 土の変形係数
El_m	: 模型管路の軸方向曲げ剛性
El_p	: 原型管路の軸方向曲げ剛性
F_s	: 安全率
G_s	: 土粒子の密度
g	: 重力加速度
H	: 土被り高
H_b	: 基礎砂厚
H_1	: 内圧
H_2	: 水撃圧
k	: 地盤のバネ定数 (=地盤反力係数)
L	: 地盤反力がゼロとなるスパンの長さ
M	: 管に生じる曲げモーメント
M_e	: 土圧によって管底に生じる曲げモーメント
M_p	: 管自重によって管底に生じる曲げモーメント
M_w	: 管内水重によって管底に生じる曲げモーメント
P_v	: 管に働く鉛直土圧の総量
P_δ	: 管路と地盤の相対沈下による付加荷重
p_v	: 管の上半分に作用する鉛直土圧
p_h	: 管に作用する水平土圧
p_r	: 管の下半分に作用する鉛直反力土圧
p_q	: 管に働く輪荷重
R	: 管厚中心半径 ($= (D - t)/2$)
S_p	: 管断面の曲げ剛性 ($= E_p \cdot t^3 / \{12(1 - \nu_p^2)R\}$)
s	: 三次元模型を用いた遠心実験における降下床の変位量

t	: 管厚
U_c	: 土の均等係数
W_p	: 管路自重
W_w	: 管内水重
w	: 含水比
Z	: 管の断面係数
δ_p	: 管路の変位量
δ_G	: 地盤変位量
δ	: 相対たわみ ($=\delta_G - \delta_p$)
ε	: 管壁に生じる曲げひずみ
ϕ_t	: 一面せん断 CD 試験で求めた土の内部摩擦角
κ	: 土の湿潤単位体積重量
κ_d	: 土の乾燥単位体積重量
κ_p	: 管材料の単位体積重量
κ_w	: 水の単位体積重量
ν_p	: 管材料のポアソン比
ρ_{dmax}	: 最大乾燥密度
ρ_{dmin}	: 最小乾燥密度
σ_θ	: 管に生じる断面方向縁応力
σ_x	: 管に生じる軸方向縁応力
σ_r	: 管体強度
σ^*	: 管に生じる最大曲げ引張り応力
σ_w	: 内水圧によって管に生じる引張り応力
σ_b	: 外圧によって管に生じる引張り応力
τ	: 管に作用するせん断土圧

第1章 序 論

1.1 緒 論

ガス管や水道管のような平均口径が 30 cm 未満の小口径管路は、管路が埋設されている地盤の局部的な圧縮や圧密、薬液注入施工など他工事の影響、凍上による浮き上がり、地震などによって地盤に不同沈下が生じると、軸方向に容易に曲げられて、これまでしばしば破損事故を引き起こしてきた(土質工学会 1979, Tohda and Yoshimura 1991, Selvadurai and Shide 1993)。また、本来、管路断面の変形挙動が卓越する大中口径管路においても、地盤の不同沈下によって生じた管路軸方向の変形と断面方向の変形の連成によって破壊に至る事例(東田ら 2000)や、道路、河川堤防、フィルダムを横断するパイプカルバートや樋管が地盤の不同沈下によって軸方向に曲げられ、損傷に至る事例が多数顕在化してきている。さらに、兵庫県南部地震では東灘鳴尾下水道シールド幹線が液状化によって生じたと思われる不同沈下により、セグメントのリング間継手が開口し、漏水するという事例(Tohda et al. 1996)も生じている。このような不同沈下に起因する管路の損傷を防ぐためには、管路軸方向の力学挙動の実態とメカニズムを明らかにし、管路の挙動を合理的に予測する手法を早急に構築する必要がある。

埋設管路の設計では、断面方向と軸方向の双方について管路の強度と変形に対する安全性を照査するのが建前である。ところが、実際の設計では断面方向の検討のみが実施され、軸方向の検討は特に問題となる場合を除いてほとんど行われていないのが実情である。これは、管路断面方向の設計基準が、用途と管種を問わず一応整備されているのに対して、管路の軸方向設計法の整備が遅れているためである。その理由は、埋設管路の断面方向挙動が比較的簡単な二次元問題であるのに対して、管路の軸方向挙動はこれよりもはるかに複雑な三次元問題であり、管材料、施工方法、管周囲の土の性質など数多くの影響要因が絡み合っているため、挙動の実態とメカニズムが未だに明確にされていないこと、口径の大きな管路では軸方向の剛性のほうが断面方向の剛性よりもはるかに大きいので、断面方向で管路が安全であれば、軸方向の安全性は自ずと満足されると考えられてきたこと、ならびに埋設管路は通常、継手を有しておりそこで地盤の変形を吸収する構造となっていることなどによると思われる。

このように、埋設管路の軸方向挙動に関する現行設計法は整備が遅れているが、農水省土地改良事業計画設計基準・設計「パイプライン」(1988)(以下、農水基準と略称する)とガス導管耐震設計指針(1982)(以下、ガス指針と略称する)の2つが、設計法を規定しており、いずれも弾性床上の梁理論に基づく手法が示されている。ところが、これらの設計法では、弾性床上の梁に作用させる荷重について規定が無い。また、この理論で用いられる地盤のバネ定数 k は、地盤固有の物性でなく、管路の外径によって変化することが知られている。そして、現行設計法で採用されている地盤のバネ定数 k は、管路が地盤に対して相対的に沈下する場合と上昇する場合の違いを考慮していないこと、また地盤の種類と密度の影響、および土被り圧の影響を無視していること、などの問題を有している。さらに、

現行設計法では、掘削溝を横断する管路のように、管路の沈下が拘束された状態で埋め戻し地盤が沈下する場合、管路の上半分に働く土圧を Marston-Spangler 理論に基づいて算定することになっているが、算定された土圧は実際と合わないことが指摘されている。このように、現行設計法は管と地盤が相対沈下する時の管路の実挙動を反映しない不十分なものとなっている。

以上の様な状況のもと、本研究は断面方向と軸方向力学挙動の連成によって破損した埋設管路の事例研究を発端として、三次元模型を用いた遠心実験により埋設管路の力学挙動（土圧と変形）を定量化し、継手の無い長尺管路の軸方向力学挙動を予測する新たな設計法を提案するものである。

1.2 埋設管路の軸方向設計法の現状と問題点

埋設管路の軸方向挙動に関する現行設計法には、農水基準(1988)とガス指針(1982)がある。ここではこれらの現行設計法の手順を説明し、問題点を指摘する。

(1) 現行設計法の概要

まず、農水基準では、通常の場合、すなわち不同沈下が生じないと想定される場合には、管路軸に沿って働く荷重と反力が釣り合うので軸方向の設計は省いて良いが、管路を支持台の上に敷設する場合、および管路の一部をコンクリートで固定する場合には、管路軸方向の強度検討を行うべきであるとしている。そして、前者では管路を単純梁(可とう継手の時)、あるいは連続梁(固定継手の時)と仮定し、また後者では管路を片持ち梁(土基礎の時)、あるいは集中荷重、等分布荷重、三角形分布荷重のいずれかが作用する弾性床上の梁(よく締固めた砂基礎の時)と仮定して、管路に生じる最大曲げモーメントを求めることを推奨している。ところが、いずれの場合も荷重の大きさについては規定が無く、また弾性床上の梁に作用させる3つの荷重分布の適用法についても規定が無いので、管路軸方向の強度検討を具体的にどのように行えば良いのか明らかでない。

次に、ガス指針では、地盤に不同沈下が生じる場合の埋設管路の安全性を、図-1.1に示す計算モデル(以下、ガス指針モデルと呼ぶ)に対して弾性床上の梁理論を適用して検討することが定められている。

このガス指針モデルは、管路の上半分に働く鉛直土圧 p_v と下半分に働く鉛直反力土圧 p_r を区別せず、両者の差 $\Delta p = |p_v| - |p_r|$ を $(\delta_p - \delta_g) \times k$ として与える。そして、地盤変位量 δ_g を不動地盤側でゼロ、沈下地盤側で ΔV とし、弾性床上の梁理論に基づいて、図中の式に示したように不動、沈下両地盤における鉛直力のつりあいが成立すると仮定し、これらの式を管路両側の無限遠での境界条件、および不動地盤と沈下地盤の境界における連続条件のもとに解けば、管路の鉛直変位量 δ_p が求められる。図中の式において、 D : 管の外径(cm)、 k : 地盤のパネ定数(kgf/cm³)、 EI : 管路の曲げ剛性である。そして、 δ_p を1~4階積分すれば、管路のたわみ角、管路に生じる内力(曲げモーメントとせん断力)、管路に作用する鉛直土圧(管路の上半分に作用する鉛直土圧総量と管路の下半分に作用する鉛直反力土圧総

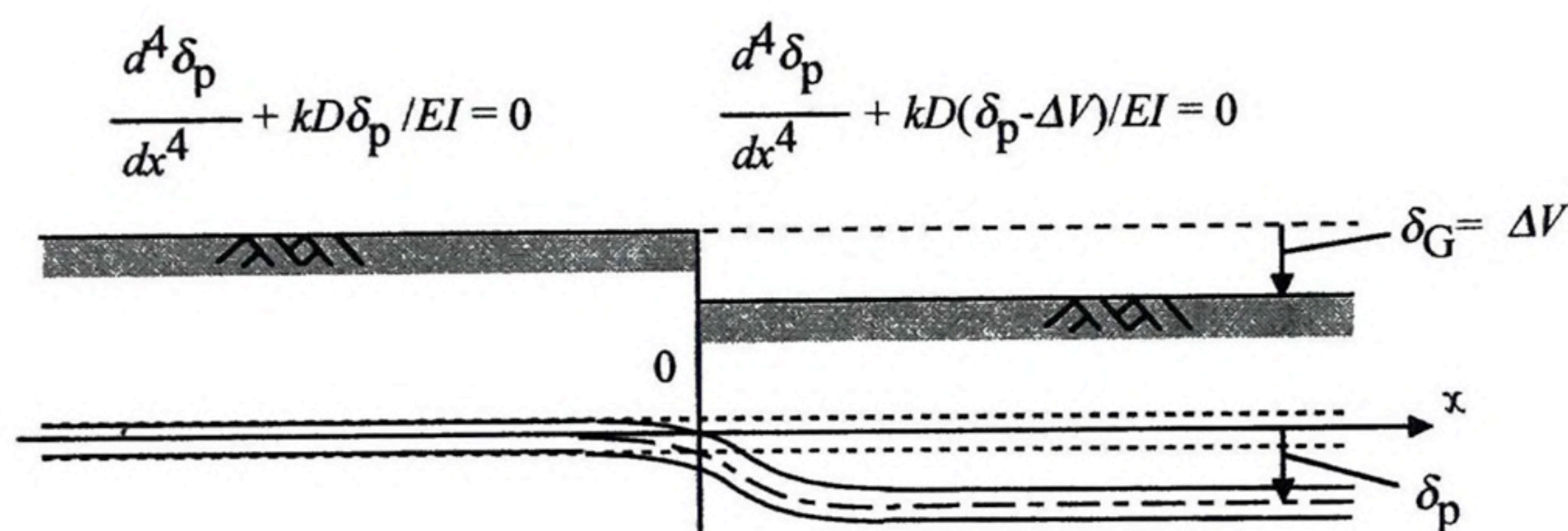


図-1.1 ガス指針の不同沈下挙動予測モデル

量の差)がそれぞれ求められる。

弾性床上的梁理論の計算結果は地盤のバネ定数 k の値によって大きく左右される。ガス指針では、道路橋示方書・同解説「下部構造編」(2002) (以下、道示「下部構造編」と呼ぶ) に示された式 (1.1) に準じて地盤のバネ定数 k を定めることになっている。

$$k_V = k_{30}(B_V/30)^{-3/4} \quad (\text{kgf/cm}^3) \quad (1.1)$$

ここに、 k_{30} : 直径 30 cm の剛体円板による平板載荷試験で求めた地盤反力係数(kgf/cm^3)、 B_V : 基礎の換算載荷幅(cm)である。ガス指針では、実験結果と FEM 解析結果に基づいて、式 (1.1) を式 (1.2) のように修正している。

$$k = \frac{1}{3}k_{30}(D/17)^{-3/4} \quad (\text{kgf/cm}^3) \quad (1.2)$$

上式中の右辺の係数 $1/3$ は、地盤反力-変位関係の非線形を考慮した低減率である。さらに、 $(D/17)$ は式 (1.1) の $(B_V/30)$ に対して、実験結果に基づいて管径による補正を施したものである。また、 k_{30} が不明なときは東京都内で実施した多数の平板載荷試験の結果に基づいて定めた標準値として、 $k_{30}=3 \text{ kgf/cm}^3 (=29 \text{ N/cm}^3)$ を用いることとしており、この場合、 k は式 (1.3) に示すとおり管径のみの関数で与えられる。

$$k = 8.4D^{-3/4} \quad (\text{kgf/cm}^3) = 82D^{-3/4} \quad (\text{N/cm}^3) \quad (1.3)$$

(2) 現行設計法の問題点

管路の軸方向挙動は、管面境界条件や地盤と管路の力学的性質などの多様な影響要因が複雑に絡む「土と構造物の三次元相互作用」として決まるのに対して、現行設計基準が採用している弾性床上的

梁理論はこの観点に立脚していないところに基本的な問題がある。

すなわち、この理論で用いられる地盤のバネ定数 k は、管路と地盤の相対変位に伴って発現される作用土圧の平均値（＝管路に働く鉛直土圧の総量/管路の外径）と相対変位量の関係を表す曲線の割線勾配として定義される。管路に作用する土圧は「土と構造物の相互作用」の結果として決まる工学量であり、地盤固有の力学的性質とは異なる。よって、工学量である作用土圧を用いて求められる地盤のバネ定数が地盤固有の力学定数にはなり得ないのは明白である。逆に言えば、地盤固有の力学定数が与えられても、これと作用土圧の関係が明らかにされない限り、適切な地盤のバネ定数を決定することができない。実際の設計実務においても、地盤のバネ定数は、試験法、載荷板の形と寸法、地盤の固さ、変形量、載荷速度によって変化することが知られており、決定するのが非常に困難な設計定数となっている。

以上のように、現行設計基準が採用している弾性床上の梁理論は「土と構造物の相互作用」の観点に立脚しておらず、かつ設定されるバネ定数に本質的な問題を抱えており、その結果、現行設計法は不同沈下量の増大に伴う管路の非線形挙動を的確に予測できない不十分なものになっている。

1.3 問題解決に対する試み (既往の研究)

ここでは、本研究の位置付けを明確にするため、管路の軸方向挙動に関係する既往の研究を概括する。

(1) 埋設管路の引上げ抵抗と地盤反力に関する研究

管路と地盤が相対沈下する場合、管路に作用する土圧は、管路と地盤の沈下量を比べてどちらが大きいかによってかなり異なることが知られている。管路の沈下量が小さく、地盤が管路をすり抜けて大きく沈下する場合、管路は地盤に対して相対的に浮き上がり、管路より上部の地盤が破壊する。この地盤の破壊に対する抵抗力を求める問題は、一般に管路やアンカーの引上げ抵抗問題と呼ばれている。一方、管路の沈下量が地盤の沈下量よりも相対的に大きいと、管路は地盤に押し込まれるので、基礎の支持力問題と同種の問題となる。ここでは、これら2つの問題に関する既往の研究を紹介する。

a) 水平プレートアンカーの引上げ抵抗に関する研究

タワー等の基礎として用いられる水平プレートアンカーの引上げ抵抗問題は、埋設管路の引上げ抵抗問題と同種であり、関連が深いので、まずこの問題に対する研究の流れを紹介する。この問題は、アンカーの形状(円形やアスペクト比の異なる長方形)・寸法・材質(金属、コンクリート)、埋設深さ、設置間隔、土の種類と状態などの多様な影響要因が絡む「土と構造物の相互作用」問題であるが、埋設管路が線状構造物であるのに対して、アンカーは基本的に単体で用いられるので、三次元問題である点異なる。

地盤中に埋設された水平プレートアンカーの引上げ抵抗に関する研究は古くから行われてきた。こ

れらは、重力場の縮小二次元模型を用いた実験によって得られたコーン形もしくは円筒形の地盤破壊形状を仮定し、すべり線法 (Matsuo 1967, Matsuo 1968, Vesic 1971), 上界法 (Vermeer 1985), 極限釣合い法 (Meyorhof 1968, Saran 1986) などであてはめて、二次元アンカーの引上げ抵抗に対する予測式を求めている。これに実験的に求めた形状補正を施して、三次元アンカーの引上げ抵抗予測式が提案されている。また、土を弾塑性体と仮定した FEM 解析による予測も行われている (Rowe 1982a, Rowe 1982b)。

これらの予測式の妥当性は、いずれも砂や粘性土を用いて行われた重力場の実験結果との比較によって議論されている。ところが、検証用に用いられた重力場の縮小模型実験は、いずれも土自重応力の相似則を満足していないので、検証実験としては適当でない。なお、実規模実験との比較もなされている (例えば Matsuo 1968) が、この場合は現場条件が明確でないところに問題がある。

そこで、模型実験としての正当性を有する遠心実験によってアンカーの引上げ抵抗を求める研究が行われた。Ovesen (1981) や Dicken (1988) は、遠心実験の結果から求めた実験公式を示し、各種の予測式の妥当性を検討している。両者とも、重力場の実験から求められた引上げ抵抗は、遠心実験で求めたものよりも過大であり、また、地盤の破壊形状もかなり異なるとの結論が得られている。

なお、水平プレートアンカーとは異なるが、グラウンドアンカーの引抜き抵抗に関しても、重力場実験と遠心実験では異なる結果となることが指摘されている (Marrifield 1988)。

これらの一連の研究から、アンカーの埋設深さ、ならびに地盤の種類 (砂, 粘性土) と密度の違いによって地盤の破壊形状や引上げ抵抗が大きく異なることが明確にされたが、その後、水平プレートアンカーの研究は下火となり、一連の研究の成果は山留めや斜面に用いられるグラウンドアンカーの研究に引き継がれていった。しかし、水平プレートアンカーの引上げ抵抗問題は、地盤工学における基本問題の一つとしていまなお研究の対象となっている (Sakai and Tanaka 1998)。

b) 埋設管路の引上げ抵抗に関する研究

埋設管路の引上げ抵抗に関する実験的研究は、プレートアンカーの場合と同様に、まず重力場の縮小模型実験によって行われた (湯浅 1962, Trautmann 1985, 西尾 1975)。これらの研究で採用された重力場の縮小模型実験は、a) で述べたように、結果を実規模に外挿できないところに問題がある。

島村ら (1987) は、埋戻し土が沈下する時にガス管に作用する土圧を調べるため、実規模鋼管 ($\phi 200 \sim 600$ mm) を中密度の山砂に埋めてこれを押し上げる 3 ケースの大型土槽実験を行った。その結果、Marston-Spangler 理論は実験結果とは合わず、Vesic (1971) の提案式による押し上げ抵抗予測値が実験結果と良く一致したと述べている。

東田・吉村 (1990a, 1990b), Tohda and Yoshimura (1991) は、1979 年に静岡県藤枝市で発生した掘削溝横断ガス管の破損事故の原因を調べるために、乾燥砂中に埋めた $\phi 10$ mm の鋼棒を遠心加速度 $17 g$ 場で引き上げる実験を行い、島村らの用いた Vesic の予測式は、密詰め砂地盤の場合に対しては割合良く近似するが、ゆる詰め地砂盤の場合は合わず、さらにガス指針に規定されている Marston-Spangler の予測式は実験結果と全く合わない結論している。

東田ら (1991, 1993a, 1993b), Li and Tohda (1995) は、遠心実験によって埋設管路の引上げ抵抗

の実態を広範囲に調べて各種要因の影響水準を定量化し、地盤変形の確認、相似則の検証、引上げに伴う土圧分布形の変化測定、土の種類と密度の影響確認をそれぞれ行い、すべり面を平面と仮定した極限釣合い式によって現象を説明している。彼らの研究によって、管路が引き上げられるとすぐに管路の下に空洞が発生し、管の上部に土圧が集中すること、乾燥砂地盤では密度が同じであれば $P/\gamma HD \sim H/D$ 関係は H と D のどちらを変えても 1 本の直線となり、したがってスケール効果が認められないこと、不飽和地盤についても相似則が成立することなどの知見が得られている。

Ng (1994) は、ミニドラムタイプの遠心装置を用いた管路の引上げ実験を行って、Li and Tohda (1995) と同様の平面滑りモデルによる予測式を示している。また、矢野・東田ら (2002) は、浅く埋設された大口径管路の浮上抵抗に関して、楔土塊に対するクーロン土圧の考え方を準用した予測式を示している。

c) 埋設管路の鉛直方向地盤反力に関する研究

基礎構造物、地中構造物、仮設構造物などの水平方向の変位や安定性を検討する現行設計法は、構造物が水平地盤バネで支持されていると仮定し、この構造系に外力や変位を作用させる手法が採用されている。この場合、地盤の水平方向バネ定数 (水平方向地盤反力係数) k_H の値が必要なので、道示「下部構造編」では、 k_H の値を建設省土木研究所による水平方向載荷試験の結果 (建設省土木研究所 1967) に基づいて、式 (1.4) で算定することを規定している。

$$k_H = k_{H0}(B_H/30)^{-3/4} \quad (1.4)$$

ここに、 k_{H0} は直径 30 cm の剛な円盤による平板載荷試験の値に相当する水平方向地盤反力係数、 B_H は基礎の換算載荷幅である。

ところが、埋設管路が地盤にめり込んでいく場合、問題となるのは鉛直方向の地盤反力係数 k_V であるので、式 (1.4) を用いることはできない。道示「下部構造編」では、 k_V を式 (1.4) と同形の前掲式 (1.1) で規定している。

$$k_V = k_{30}(B_V/30)^{-3/4} \quad (\text{前掲 1.1})$$

上述のように式 (1.4) は実験結果に基づいて求められているが、この式 (1.1) は、式 (1.4) を形式的に準用したものであり、実験的な裏づけに乏しい。また、式 (1.1) では円形載荷板による平板載荷試験によって求めた鉛直方向地盤反力係数を用いることになっているが、埋設された円形管路に対して式 (1.1) をそのまま適用して良いかどうかは不明である。

兵頭ら (1991) は、土被り高 1~1.2 m で地中に埋めた $\phi 15 \sim 60$ cm 鋼管の鉛直載荷試験と $\phi 30$ cm の円形載荷板による平板載荷試験を行い、 $\phi 15$ cm 鋼管で得られた地盤反力係数 k_{15} が平板載荷試験で得られた k_{H0} とほぼ等しく、また $\phi 15 \sim 60$ cm 鋼管の鉛直載荷試験から得られた k 値が管外径 D の $(-3/4)$ 乗に比例する結果を得、これらの結果に基づいてガス指針に規定された式 (1.2) を提案している。彼らの

実験は実規模であるので、応力レベルの影響は正当に評価されているが、地盤条件が密度を揃えた山砂の1種類であること、管路の埋設深さが異なった場合の検討がなされていないこと、 $\phi 15 \sim 60$ cm 鋼管の鉛直載荷試験から k 値を決定した際の管の沈下量の取り方に任意性があることなどに問題を有している。

兵頭ら以外に、埋設管路の地盤反力を検討した研究は東田らの研究以外は見当たらない。東田ら (1993), Li and Tohda (1995), 東田ら (1996) は、遠心加速度場で剛な模型管路を引下げる実験を種々の条件で実施し、Modeling of models の手法によって引下げ実験における相似側の成立を確認した上で、現行設計法は管路が上昇する場合も下降する場合も同じ地盤バネ定数値を規定している点、ならびに管と地盤が相対沈下した時に発生する空洞の影響を無視している点に問題があると指摘している。

(2) 埋設された長尺管路の力学挙動に関する研究

ここでは、長尺管路の力学挙動を 1.3 (1) で述べたような二次元問題として簡単化せずに、降下床実験によって管路の力学挙動の実態を直接調べた研究、実験結果と弾性床上の梁理論の照合、ならびに三次元問題として捉えた解析的研究について述べる。

a) 実験的研究と弾性床上の梁理論の適用性

埋設管路の力学挙動に関する降下床実験は比較的古くから行われている (菊地ら 1970, 渡辺 1972, 西尾ら 1976, 高田・山部 1981, 1982, 大石 1985, 久楽ら 1986, 高田ら 1986, 高木 1991, Katagiri and Takada 1994)。そして、菊池ら (1970), 渡辺 (1972) の研究を除く全ての研究が、弾性床上の梁理論の適用性と地盤のばね定数について検討を加えている。また、田邊・高田 (1986) は、管路の継手の回転と伸び、ならびに沈下地盤側と不動地盤側のバネ定数の違いを考慮できる弾性床上の梁理論の解を示した。そして、その解を用いて高田ら (1986) の測定結果と一致するバネ定数値を地盤沈下量ごとに求めたところ、不動地盤側のバネ定数値が沈下地盤側のバネ定数の約 3 倍となることを見出し、これらのバネ定数を用いた弾性床上梁理論による計算結果が実験結果に比べて大きめとなり、安全側であるので、この手法が設計に使用できると結論している。

これらの実験的研究の全ては、実験ケースがごく限られた単発的なものに過ぎず、重要な要因である土被り高と地盤条件の影響を見過ごしている上に、土圧分布を測定しているものがないところに問題がある。また、弾性床上の梁理論の適用性については、大多数の研究が肯定的な見解を示しているが、これらの研究で選定された管軸に沿う地盤のバネ定数の値は、大半が試算によって測定結果に最も合うように選ばれているので、弾性床上の梁理論による算定結果と測定結果が良好に近似したとしても、それが弾性床上の理論の適用性を示しているとは言えないところに問題がある。

b) 解析的研究

埋設管路の力学挙動を三次元 FEM などの数値解析によって検討した研究がいくつか報告されている (Selvadurai 1985, O'Rourke 1985, Rajani 1993, Norov 2005) が、その数は多くない。これは、管路の寸法が地盤寸法に比べて小さいので、要素の分割数が膨大になるためである。さらにこれらの解析結果は、実験との照合を経していない。また、管面境界として実際に近い滑動条件を採用している解析例

はない。

(3) 既往の研究のまとめ

以上に述べたように、既往の研究では、埋設管路の引上げ抵抗(アンカーを含む)と地盤反力に対して種々の予測式が提案され、それぞれの実験結果との良好な対応が述べられているが、重力場の小型模型実験によるものや実験条件が限定されているものが大半であり、その適用性については決め手に欠ける。また、埋設管路の軸方向力学挙動に関しても、重力場の小型模型実験によるものや大型土槽を用いたものが大半である。特に大型土槽を用いた実験的研究では、手間が膨大であるため、わずか1~2 ケースの実験を行ってその結果から弾性床上の梁理論の適用性が議論されている。さらに、重力場の縮小模型実験、大型土槽実験とも、土圧の管軸に沿う分布、ならびに不同沈下量の増大に伴う土圧分布の変化を正確に捉えた研究はほとんどないので、管路の軸方向力学挙動の実態は依然として不明である。FEM などによる数値解析手法も管面境界を実際に近い滑動としたものはなく、実験による検証も不十分である。

不同沈下が生じた場合の管路の力学挙動を明らかにするためには、地盤固有の力学定数と作用土圧の関係を求める必要がある。ところが、既往の研究はこの方向には向かわず、その代わりに、弾性床上の梁理論で用いられる地盤のパネ定数を設計定数と割り切って、測定された管路の変形と大差のない予測を可能とするパネ定数の値をどう選ぶかという実用重視の方向に向かってきたと言える。

1.4 研究の目的、本論文の構成および研究の手法

埋設された長尺管路は地盤の不同沈下によってこれまでしばしば破損事故を引き起こしてきたが、地盤の不同沈下が惹起する管路の力学挙動(土圧と変形)の解明が進んでいないため、管路の安全性を予測する設計法もこれまで整備されてこなかった。そこで本研究は、埋設された長尺管路の力学挙動を実験的に解明し、合理的設計法を提案することを目的とする。

本論文の構成は以下の通りである。

第1章では、埋設管路の力学挙動に関する設計法の現状と既往の研究を概説し、現行設計法が実際の挙動を予測できないことを指摘し、多発する破損事故をなくするためには実態究明と合理的設計法構築が必要なことを強調している。

第2章では、2件の大中口径水道管の破損事故を事例研究として取りあげ、遠心実験とFEM計算による管体の応力照査によって、地盤の不同沈下が管路の軸方向に沿って大きな土圧を発生させ、両事例で形態は異なるが、いずれも不動支持点において反力の集中を強めた結果、管体が破壊に至ったことを説明している。

第3章では、地盤が不同沈下した時の管路挙動を遠心加速度場の降下床実験によって調べ、管路に働く鉛直土圧とせん断土圧、および管路の曲げひずみと鉛直変位量の管軸に沿う分布が不同沈下量

の増大に伴ってどう変化するかを確かめ、地盤条件や管路剛性等の違いによる管路挙動の変化を定量化している。そして、不同沈下量の増大に伴って管路挙動が非線形に変化すること、不動地盤と沈下地盤側の管路を支点とする三次元アーチが地盤内に発生し、アーチの支点となった管路の上半分に土圧が集中すること、ならびに不動地盤側で管路の下半分に強い反力土圧の集中が生じることを説明している。

第4章では、前章で述べた遠心実験の結果に基づいて合理的な設計法を提案している。提案設計法では、沈下地盤側で管路の上半分に集中する鉛直土圧を放物線形分布荷重に置き換えて弾性床上の梁に作用させ、荷重が働く範囲を収束計算によって決定する力学モデルを開発している。そして、遠心実験との照合と同一条件に対する計算例の比較によって、提案設計法が実験で判明した不同沈下量の増大に伴う管路挙動の非線形変化と地盤条件等の違いの影響を良好に近似でき、現行設計法に対して優位性を持つことを確かめている。

第5章では、第2章から第4章までに得られた結論をまとめている。

つぎに、本研究の手法について説明する。

本研究では小型の縮小模型を用いた遠心実験によって、埋設管路の引上げ抵抗と地盤反力、ならびに管路に働く土圧と管路の変形を正確に定量化し、これらの実験結果に基づいて設計法を構築した。遠心実験は、土と管の自重応力の相似則を満足するので、測定した挙動を実際規模に直接、外挿することができる正当な模型実験手法であり、また小型の縮小模型を用いて容易に数多くの実験を実施できるので、本研究のように取り扱う要因が多数である場合、特に適切な実験手法となり得る。さらに研究手法として FEM のような解析的手法を選ばなかったのは、二次元模型を用いた引上げ・引下げ両遠心実験で判明した地盤密度の著しい影響を表現できる解析手法が未だに開発されていないこと、および三次元模型を用いた遠心実験で判明した埋設管路の力学挙動の実態がこれまで知られておらず、したがって実態を説明し得る解析モデルが存在しないという理由によるものである。

第2章 事例研究による埋設管路の力学挙動の把握

2.1 緒 論

1997年6月16日、大阪府中央区難波5丁目の国道25号御堂筋難波西口交差点において、内径500 mmの水道管が、さらに1998年3月6日には、京都市下京区の国道9号五条堀川交差点付近において、内径900 mmの水道管が破壊した。破壊した水道管は、いずれも昭和30年代に埋設された古い高級铸铁（ねずみ铸铁）管であった。破壊した管にはいずれも管軸方向にクラックが延びており、管が断面応力に耐えきれず破壊したと結論された。ところが、破壊した管を二次元弾性リングと仮定して断面応力を算定したところ、管にとってかなり危険側の土圧分布を与えても管は十分安全であるという結果となった。そのため、管路と地盤の相対沈下によって管路の軸方向に大きな土圧が発生し、この土圧に対する反力が管路の支持点に集中したために生じたと推定するに至った。

本章では、以上の2件の中口径水道管の破壊事故を事例研究として取り上げ、埋設管路の力学挙動の実態について論じる。

2.2 国道25号難波西口交差点の水道管破損事例

1997年6月16日、大阪府中央区難波5丁目の国道25号御堂筋難波西口交差点において、内径500 mmの水道管が破壊した。本節では、現場ならびに管の破壊状況調査、破壊現象を説明するため推定した力学モデルによる事前検討、三次元FEM計算による応力照査、および推定した破壊原因の妥当性を検証するため実施した遠心実験の結果について述べる。

(1) 破損の状況

a) 現場状況

図-2.1に現場状況を示す。破壊した水道管は昭和30年に埋設された内径 $d=500$ mm、管厚 $t=14$ mm、管長 $L=4$ mの高級铸铁（ねずみ铸铁）ソケット管で、東端は 45° の曲管に、西端は直管にそれぞれ鉛継手によって接続されていた。土被り高 H は1.2 mであった。水道管の南側には昭和38年に築造された下水道合流会所のコンクリート壁が立ち上がっており、これから出た内径 $d=700$ mmの下水道コンクリート管（同年敷設）が水道管の下を離隔70 cmで横断していた。また、この会所に沿って情報管路（ポリエチレン管、内径 $d=150$ mmと内径 $d=50$ mm $\times 4$ 本、平成7年敷設）が埋設されていた。水道管の直下には関西電力管（石綿管、内径 $d=100$ mm $\times 2$ 本、昭和33年敷設）の保護コンクリート（以下、関電保護コンクリートと呼ぶ）があり、水道管は東側でこの保護コンクリートの上を接する形で斜めに横切っていた。地盤状況は水流によって乱されたため良く分からないが、巨礫の混じった砂とまさ土で構成されていた。

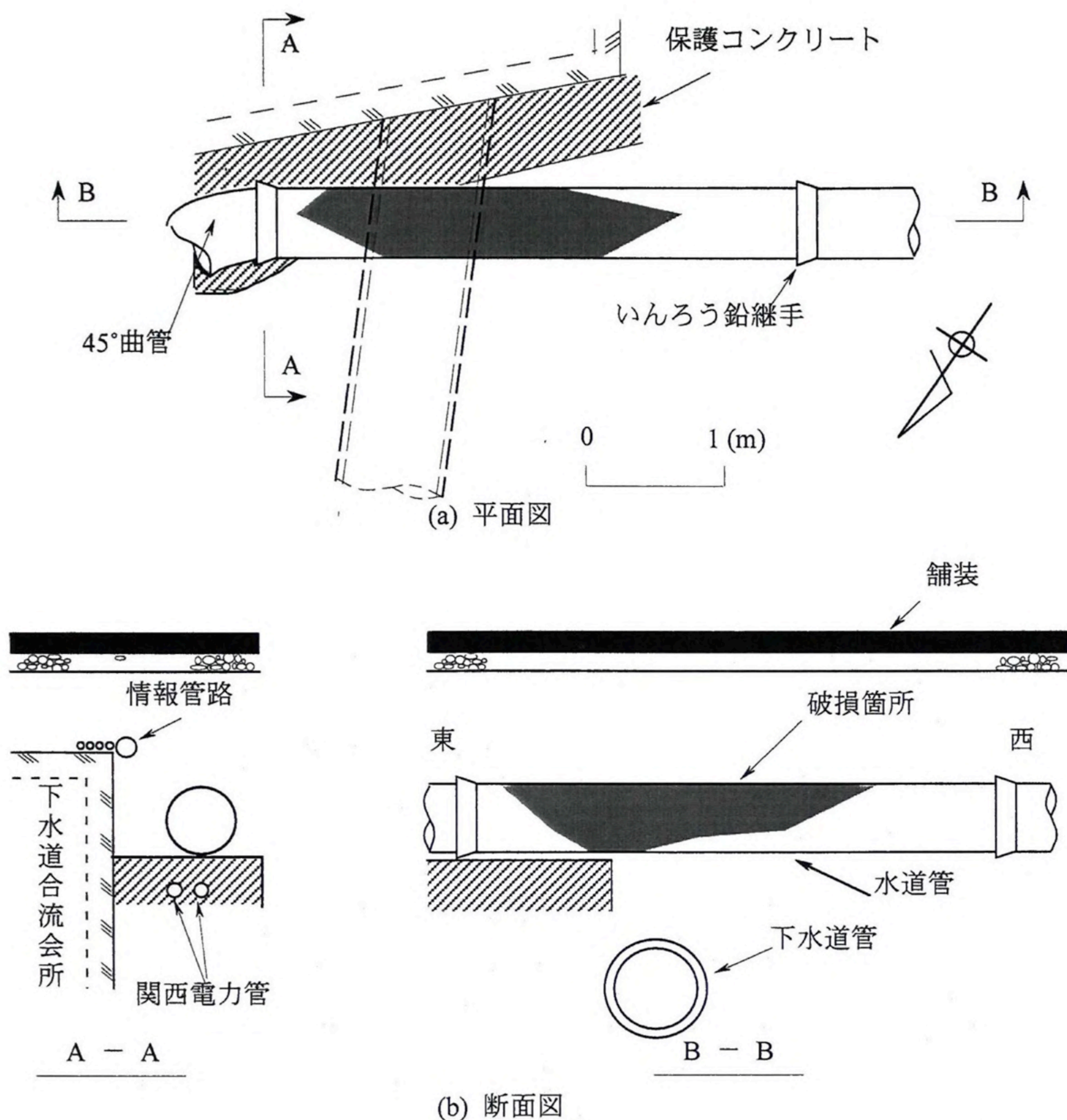


図-2.1 現場状況

破壊した管体と東端で接続されていた45°曲管の下部には5mm程度、浮き上がった痕跡が認められた。また、修復のため、破壊した管と同径のダクタイル鋳鉄管を両側に残った既設水道管の間に敷設する際、斜めに横切る関電保護コンクリートのエッジが支障となって敷設困難であったため、これをはつる必要があった(図-2.2参照)。この関電保護コンクリートのエッジは、事故当時は破損しておらず、ほぼ直角に残っていた。

以上の現場状況から、破壊した管は関電保護コンクリートのエッジを支点として、わずかに回転していたものと推定される。この回転は、関電保護コンクリートの外側の地盤が沈下したために生じたと考えられ、その量は、これまで路面に大きな段差が見られなかったのでごくわずかであり、東端で5mm程度、水道管が浮き上がっていたことから、1~2cm程度と推定された。この回転により、破壊した水道管と関電保護コンクリートの角部分はごく狭い範囲で接することになり、事実上は点支持に近い状況にあったと考えられる。



図-2.2 関電保護コンクリート端部のはつり

b) 管の破壊状況

破壊した水道管を図-2.3に示す。この管の東端から約1mの位置(関電保護コンクリートのエッジと接する位置)の管下部の全体は残っていないが、残存する管体のほぼ管底に相当する部分(図-2.3の○印)は管軸と平行に割れており、管の両端に近づくにつれて割れが斜上し、その勾配は東側がきつい。図-2.3の○印部分について日本ダクトイル鉄管協会が実施した電子顕微鏡による破面観察の結果によれば、破断面は一般的な脆性破面であり、疲労破壊の特徴である縞模様は認められなかった。

水道管が関電保護コンクリートのエッジを支点として管軸方向に曲げられて破壊したと仮定すると、管上部に輪切り状のクラックが生じるはずであるが、残存している管体の上部にはそのような輪切り状クラックは無い。したがって、この水道管は、管下部で断面方向に圧壊を生じたと結論される。残存部のクラックの状況から、破壊の発生状況は以下のものであったと推定される。まず、関電保護コンクリートのエッジを中心とするごく狭い範囲で管底部にクラックが生じ、これが管底を走るのと並行して、管側部が破壊し、管底から管側部の範囲が断片化する。続いて、断片化した範囲の上部に残った半円筒状の管体が、噴出した水の圧力(上向き)によって両端の継手を支点として管軸に沿って上方に湾曲し、斜め引張り応力に耐え切れなくなって、最終的に管体から引きち切られたと考えられる。

c) 管の腐食状態と管体強度

通常の腐食しる検査では、ショットブラスト処理前後の管厚の差を腐食しる判定する方法が採られる。日本ダクトイル鉄管協会が実施した腐食しる検査の結果によれば、この通常の方法によって測定された破壊管体の腐食しるは、内面で8~4.5 mm、外面で3.6~2.3 mm、最大深さは8 mmと極めて大きいものであった。

ところが、筆者らが、破壊した管体を検査したところ、管の内部には全体に垢が大量に付着していたも



図-2.3 破壊した水道管（ $\phi 500$ ）の状況

の、腐食の程度は内外面ともそれほど激しいとは言えず、新鮮な切断面は、内外面のごく薄い部分（0.2 mm 程度）を除いて光沢が認められ、変色部も認められなかった。さらに、破壊した管体から切り出して $\phi 12.5$ mm に削った引張り試験用供試体 6 本には全く腐食が観察されなかった。

以上から、破壊した管の腐食は、日本ダクトイル鉄管協会が実施した腐食しろ検査結果ほど激しいものではないと判断した。

上述の 6 供試体の引張り試験結果によれば、引張り強度は $13.7 \sim 14.6 \text{ kgf/mm}^2$ ($134 \sim 143 \text{ MPa}$) とばらつきの幅は小さく、平均値は 14.23 kgf/mm^2 (140 MPa) であった。これらの試験片には前述のように腐食が無く、また、破断はいずれも試験片の中央付近で生じているので、応力集中も認められなかった。よってこの引張り試験結果の信頼性は高いと判断した。

(2) 破損原因の検討

破損原因のメカニズムを確定するために、現場状況から推定力学モデルを作成し、軸方向および断面方向の検討ならびに三次元 FEM による検討を実施した。

a) 現象のモデル化

図-2.4 に推定した力学モデルを示す。管路は(a)図に示すように、地盤沈下によって関電保護コンクリートのエッジを支点としてわずかに回転していると推定された。(b)図は、地盤沈下が生じる前の状態を示したもので、荷重 A (鉛直土圧と輪荷重) と自重 B (管自重と水重) の和は地盤反力 C と釣り合っている。地盤沈下が生じると、(c)図に示すように荷重 A と自重 B が働いた状態で、長さ L の範囲の地盤反力がゼロとなり、この範囲の全荷重が支点(関電保護コンクリートのエッジ)に働く。さらに管と地盤の相対沈下によって(d)図に示すように管軸に沿って次項 b) で述べる荷重 P_θ が付加される。 L は、管が東西端のいんろう鉛継手で回転可能であるので、管の長さである 4 m としてよい。

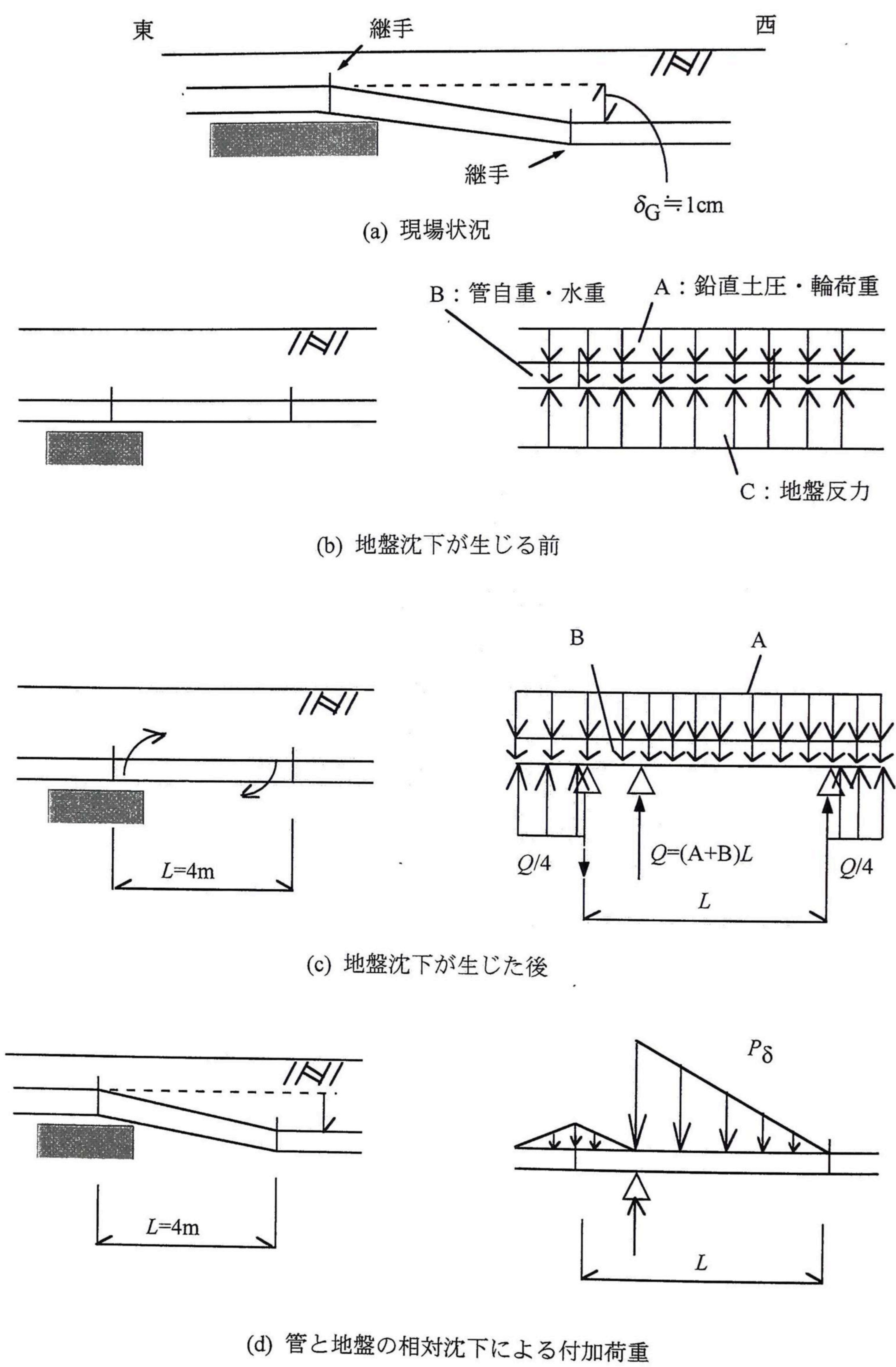


図-2.4 推定した力学モデル

b) 荷重の推定

破壊した水道管に働いた単位延長当たりの鉛直土圧の総量 P_v は、東田・三笠 (1986) による剛な模型埋設管を用いた遠心実験の結果に基づいて $P_v = 1.3\gamma H D$ と推定した。ここに、 γ は土の湿潤単位体積重量、 H は土被り高、 D は管外径である。現場の土の γ を 1.70 tf/m^3 (16.7 kN/m^3)、含水比 w を 10 % と仮定すると、 $P_v = 15.40 \text{ kgf/cm}$ (0.151 kN/cm) となる。管に働いた輪荷重 P_q は 45° 地中分散式によって $P_q = 22.15 \text{ kgf/cm}$ (0.217 kN/cm) と推定した。管自重 W_p は、鋳鉄の単位体積重量 $\gamma = 7.20 \text{ tf/m}^3$ (70.6 kN/m^3) から 1.63 kgf/cm (16.0 N/cm)、また管内水重 W_w は 1.96 kgf/cm (19.2 N/cm) と算定された。以上の荷重の総和 W は 41.14 kgf/cm (0.403 kN/cm) となる。

相対沈下によって管軸に沿って働く付加荷重 P_δ は、図-2.5 に示すように、関電保護コンクリート端部の東側を領域Ⅰ、西側を領域Ⅱに分け、領域Ⅱで地盤が 1 cm 沈下したと仮定して、弾性床上の梁理論を用いて計算した。各領域の微分方程式、および計算条件の一部を図中に示した。現場の土は、巨礫混じり砂、または、まさ土と推定されるので、同種地盤に埋めた管を遠心加速度場で引上げる実験の結果 (東田ら (1993)) に基づいて、管と地盤の相対沈下量が 1 cm の時の引上げ力 P を $3\gamma H D$ と決めた。地盤のバネ定数 k は、 $k = 3\gamma H / 1 \text{ cm} = 0.67 \text{ kgf/cm}^3$ (6.57 N/cm^3) となる。計算結果によれば、 P_δ は関電保護コンクリート端部 ($x=0 \text{ m}$) で最大値 35.5 kgf/cm (0.348 kN/cm) をとり、 x が増えるにつれて直線的に減少していき、西端の継手付近 ($x=3 \text{ m}$) でほぼゼロとなる。

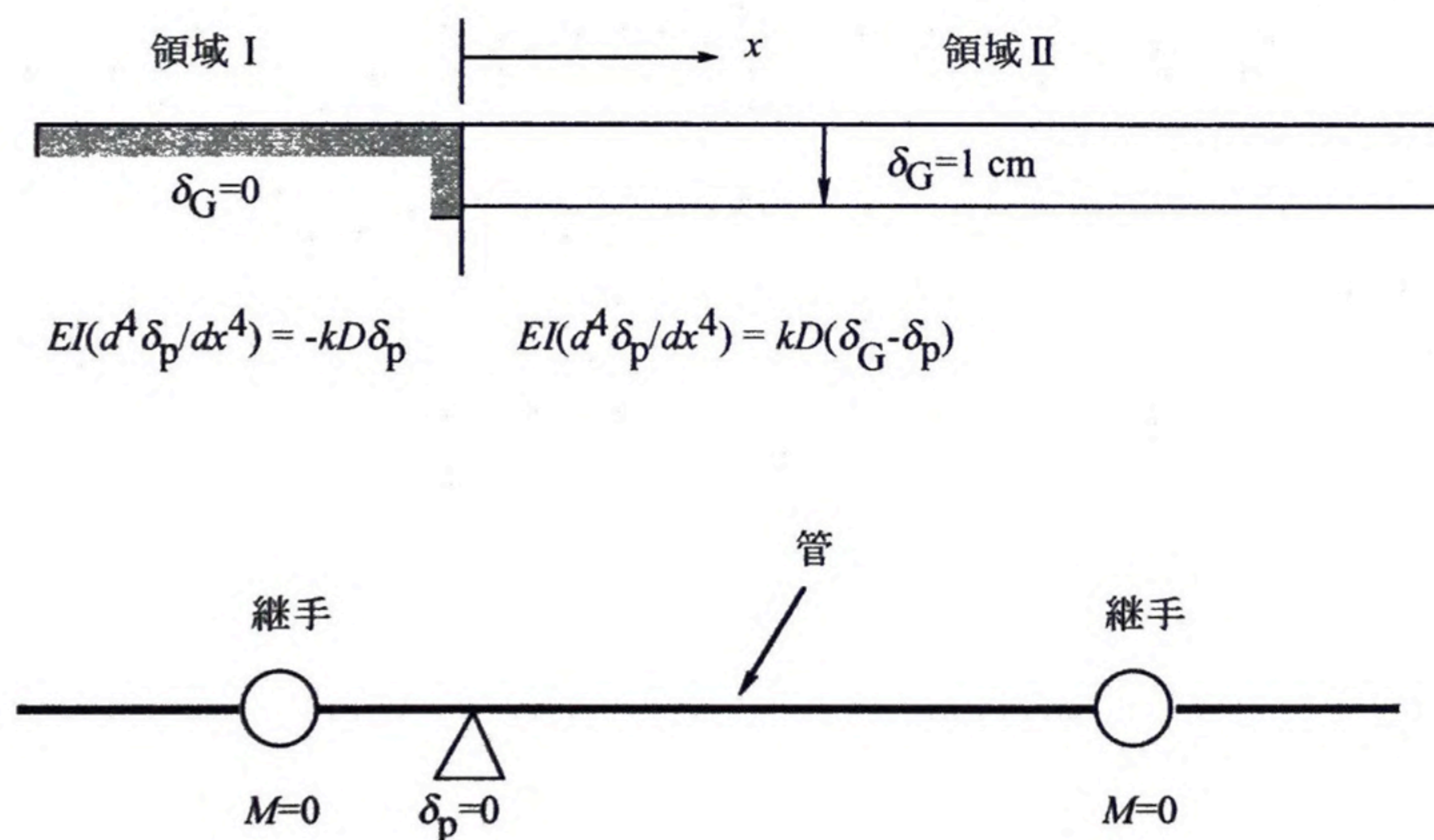


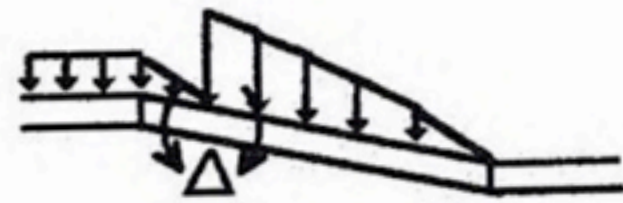
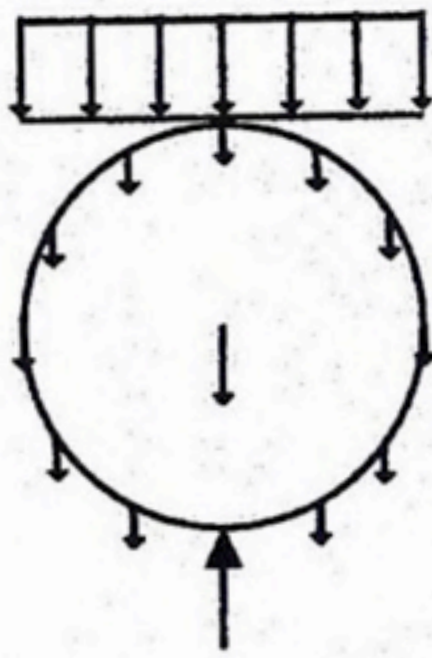
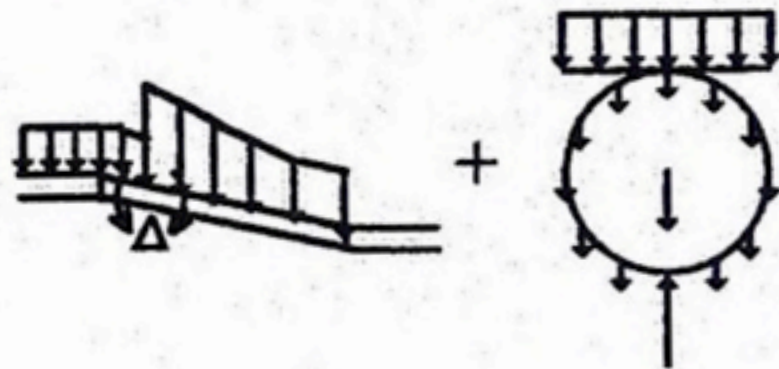
図-2.5 相対沈下による付加荷重の計算

c) 事前検討の結果

表-2.1 に事前に検討した破壊モードと破壊に対する安全率を示す。

ケース 1 は管軸方向の曲げによる破壊を考えたもので、弾性床上の梁理論によって求めた管軸方向の最

表-2.1 破壊メカニズムの検討

ケース	モード	F_s の算定式と結果
1		$M_\delta = 2,327,030$ $\sigma_\delta = M_\delta / Z = 8.2$ $F_s = \sigma_r / \sigma_\delta = 17$
2		$M_R = \{0.587(P_v + P_q)/D + 1.5\gamma_t + 0.75\gamma_w R\} R^2$ $= 2923$ $\sigma_R = \sigma_w + \sigma_b$ $= (H_1 + H_2)d/2t + 4M_R/t^2$ $= 5.2 + 59.7 = 64.9$ $F_s = \sigma_r / \sigma_R = 2.2$
3		$M_\Sigma = M_{(A+B)} + M_\delta = 5,861,573$ $\sigma_n = M_\Sigma / Z \cdot v_p \cdot d/D = 4.9$ $\sigma_\Sigma = \sigma_n + \sigma_R = 69.8$ $F_s = \sigma_r / \sigma_\Sigma = 2.0$

$d=50 \text{ cm}$, $D=52.8 \text{ cm}$, $t=14 \text{ mm}$, $R(\text{管厚中心半径})=25.7 \text{ cm}$,
 $Z(\text{断面係数})=2830 \text{ cm}^3$, $\sigma_r=140 \text{ MPa}$,
 $H_1(\text{内圧})=0.29 \text{ MPa}$, $H_2(\text{水撃圧})=0 \text{ MPa}$
単位：モーメント $M(\text{N} \cdot \text{cm}/\text{cm})$, 応力 $\sigma(\text{MPa})$

大曲げモーメント M_δ は関電保護コンクリートのエッジ部で生じるが、管体強度 σ_r と $\delta_g=1 \text{ cm}$ の時の M_δ から求めた応力 σ_δ の比、すなわち安全率 F_s は表-2.1 に示すように 17 となり、管の破壊状況からも推察されるように管軸方向の曲げによる破壊はありえない。

つぎに、ケース2は管を二次元リングとして考え、最も危険な条件である管底支承角がゼロ(集中線荷重支持)の条件で F_s を算定したもので、表-2.1 に示すように F_s は 2.2 となり、この破壊は生じない。

最後に、ケース3は断面・管軸両方向の連成を考えたもので、関電コンクリートエッジ部に生じる管軸方向の最大曲げモーメント M_Σ (荷重 A+自重 B によって生じる $M_{(A+B)}$ とケース1の M_δ の和)から軸方向応力を算定し、これに管材のポアソン比 $v_p (=0.25)$ を乗じて求めた断面応力 σ_n が、ケース2のリング断面応力 σ_R に付加されるとした。しかし、この場合の F_s は表-2.1 に示すように 2.0 となり、管はやはり安全である。

d) 三次元 FEM 計算による応力照査

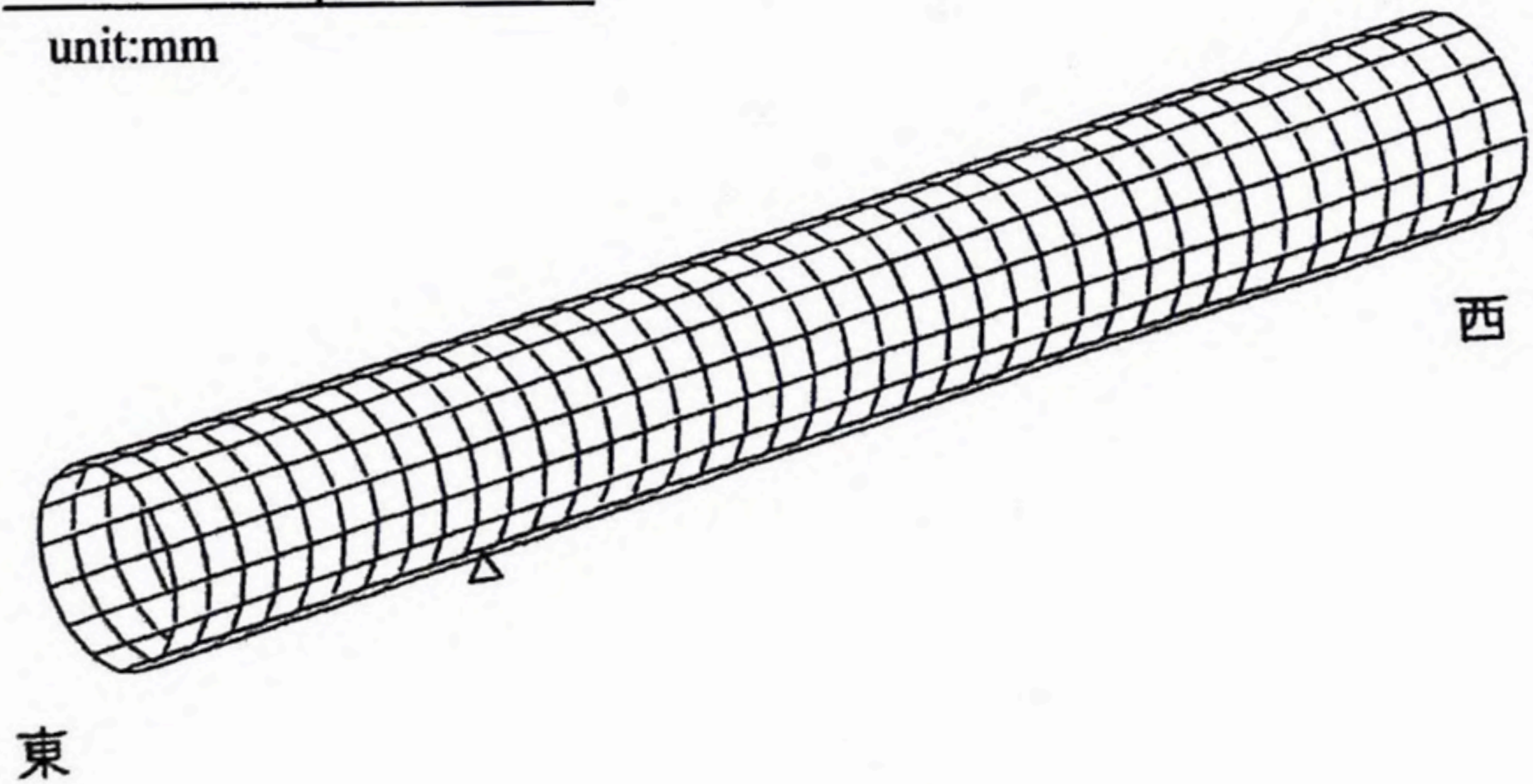
前項 c) の事前検討の結果、表-2.1 で検討した条件では管はいずれも破壊に至らない。このことは、水道管の破壊現象は表-2.1 のケース 2 やケース 3 で用いたリングのような二次元問題としては説明できず、三次元問題として捉える必要があることを示す。すなわち、地盤沈下によって管が管軸方向に変形したため、関電保護コンクリートエッジ部において点支持に近い状態で支持され、そこに断面応力の集中が生じたことが破壊の直接原因と推定された。

上記の推論を確かめるため、管のみをモデル化した三次元弾性 FEM 計算によって、管の上半分に $P_{(A+B)}$ と荷重 P_0 を別々に载荷（断面に対して等分布）した時に管に生じる応力を求めた。図-2.6 に計算モデルを示す。関電コンクリートエッジ部では、管底の節点変位を鉛直方向に拘束した（ケース 4）。また、関電コンクリートエッジ部断面で、管底と管底から $\pm 22.5^\circ$ 離れた 3 節点の変位を鉛直方向に拘束した計算も行った（ケース 5）。他の境界条件は両ケースとも同じで、管の東端断面の全節点で、管軸方向の変位と回転をそれぞれ拘束有り、無しとし、管の西端断面では全節点の拘束を無しとした。

表-2.2 は関電コンクリートエッジ位置の管底のごく近傍に生じる断面方向応力（縁応力 σ_e と曲げ引張り応力 σ^* ）の計算値、および $F_s (= \sigma_e / \sigma^*)$ の値を示したもので、ケース 4 では予想通り点支持によってケース 5 よりもはるかに強い応力集中が生じ、 F_s 値が 1 を下まわっている。なお、ケース 4 で、 P_0 を考慮しない場合の F_s は 1.2 となり、管は安全である。よって、破壊した水道管は、地盤沈下によって管軸方向に曲げられ、点支持された関電コンクリートエッジ部で断面方向と管軸方向の変形が連成したため、断面方向に破壊したと結論される。

管 長	$l=4000$
管 内 径	$\phi=500$
管 厚	$t=14$

unit:mm



要素数=640
節点数=656

要素特性	三次元板要素
材料特性	$\gamma = 70.6 \text{ kN/m}^3$ $E_p = 1.08 \times 10^5 \text{ MPa}$ $\nu_p = 0.25$

図-2.6 FEM 計算モデル（ケース 4）

表-2.2 FEM 計算によって求めた応力と F_s

ケース	縁応力 σ_e (MPa)		σ^* (MPa)	F_s
	$P_{(A+B)}$ による	P_δ による		
4	170	68	164	0.85
5	76	31	77	1.8

$$\sigma^* = \sigma_w + \sigma_b = (H_1 + H_2)d/2t + \sigma_e/1.5$$

(3) 遠心実験による破壊メカニズムの検証

前項の d) で示した破壊メカニズムの妥当性を実験的に検証する目的で、地盤沈下をシミュレートした遠心実験を行った。

a) 実験方法

実験に用いた外径 $D=2\text{ cm}$ (原型で 52.8 cm)、長さ 59 cm (同 16.6 m) の硬質アルミ製の模型管路を図-2.7 に示す。この模型管路は原型管を $1/26.4$ に縮小したもので、半円筒形の受圧部を持つ垂直・せん断両土圧測定用の土圧計ならびに同形式のダミーを H 形の内桁の上下に計 56 個固定して、円形断面の管路を模型化している。内桁の上下面には曲げひずみ測定用のゲージ (管軸方向 20 箇所、管軸直角方向 3 箇所) が貼付してある。模型管路の軸方向曲げ剛性 EI は内桁の EI と等しく、遠心加速度場 26.4 g 場の模型管路の EI は原型換算で $1.4 \times 10^{10}\text{ kgf}\cdot\text{cm}^2$ ($1.37 \times 10^8\text{ kN}\cdot\text{cm}^2$) である。この EI 値は破壊した水道管の EI 値 ($8.2 \times 10^{10}\text{ kgf}\cdot\text{cm}^2=8.04 \times 10^8\text{ kN}\cdot\text{cm}^2$) に比べ、約 $1/6$ と小さい。このように管路の EI が相似則を満足していないので、定量的な結果は実物に外挿できないが、定性的な破壊メカニズムの検証は可能と割り切った。

この模型管路を、図-2.8 に示すように、破壊した水道管直下の関電保護コンクリートをシミュレートした固定支持台の上を横断するように直接置き、表-2.3 に示すまさ土、あるいは乾燥珪砂で埋めた。土被り高 H は 4.55 cm (原型で 1.2 m)、基盤との距離 H_b は 10 cm (同 2.6 m) とした。この模型を遠心加速度 26.4 g 場に置き、容器 (内寸法で高さ $20.5\text{ cm} \times$ 幅 $30\text{ cm} \times$ 長さ 59 cm) の左側の床 (幅 10 cm) を 40 mm まで降下させ、地盤沈下をシミュレートした。また、図-2.9 に示すように容器の側壁を一部、ガラス張りとし、鏡を介して写真撮影することにより、地盤変形を観測した。

b) 実験結果

図-2.10 は、まさ土地盤で得られた測定結果を、床の降下量 s がゼロ、 0.5 mm (原型で 1.32 cm)、 1 mm (同 2.64 cm) の時点について示したものである。5つの図は上から、管の上半分に働く鉛直土圧 p_v 、下半分に働く鉛直反力土圧 p_r 、管路の軸方向曲げひずみ ϵ_x 、管底位置における管軸直角方向縁ひずみ ϵ_y 、および ϵ_x から計算した管路の変位量 δ_p を、容器の左内壁からの距離 x に対していずれも原型スケールで描いたものである。なお、 ϵ_x は管路の上側が引張りの場合を、また ϵ_y は引張りを正にとって表してある。図よりどの s の時

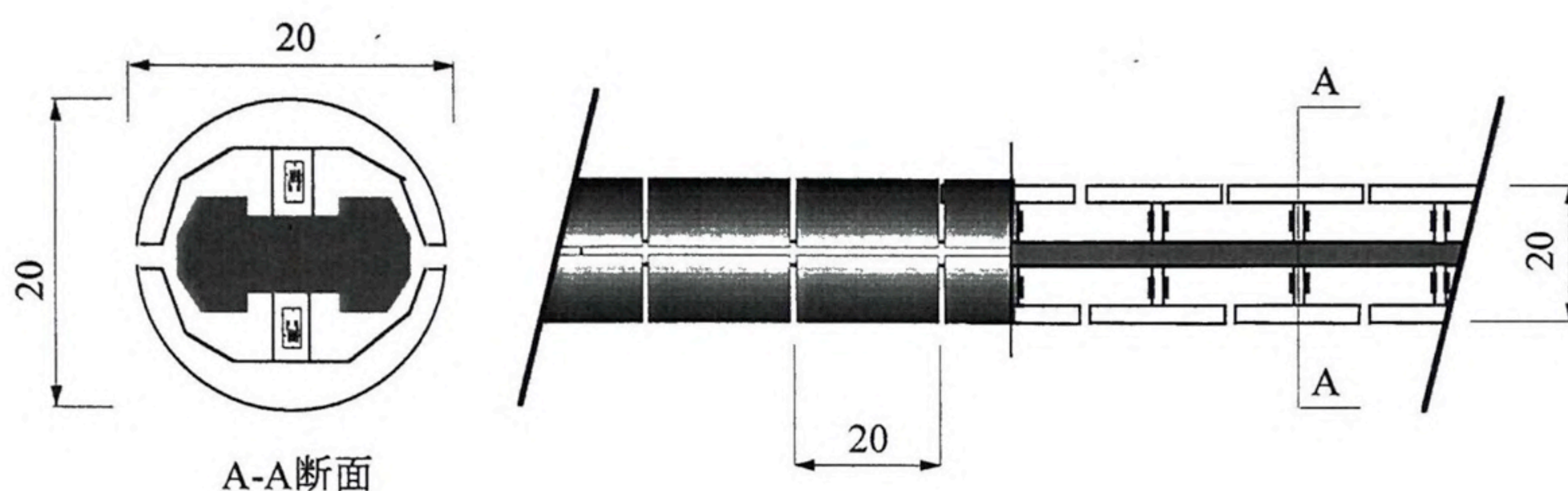


図-2.7 検証実験用模型管路 (unit:mm)

表-2.3 地盤材料

土	G_s	U_c	$\rho_d \text{ max}$ g/cm ³	$\rho_d \text{ mim}$ kN/m ³	ρ_d kN/m ³	w %	c_d kPa	ϕ_d 度
まさ土	2.71	70	1.92	1.37	1.70	10	23	38
乾燥珪砂	2.65	1.75	1.58	1.32	1.55	0	0	43

点でも以下のことが言える.

- ① p_v は, 支持台よりも左側の範囲 ($x < 300 \text{ cm}$) で大きい. また地盤沈下を与えていない $x > 550 \text{ cm}$ の範囲の p_v 値は, 土被り圧 0.22 kgf/cm^2 (21.6 kN/m^2) のほぼ 1.3 倍となっており, 前項 2.2 (2) b) において二次元弾性リングに与えた土圧 P_v の値と整合する.
- ② p_r は, 支持台の左側の範囲ではゼロで, 支持台の左肩 ($x \approx 300 \text{ cm}$) で著しく大きくなり, 右肩でも少し大きくなっている.
- ③ 図は省くが, τ は σ に比べてかなり小さかった.
- ④ ε_x と ε_y は, 支持台左肩よりも少し支持台の中側に寄った位置で最大である. ε_y の最大値は $s=2.6 \text{ cm}$ の時点で引張り側に 530μ となり, かなり大きい.
- ⑤ δ_p 分布は, 管路が支持台の左右の肩を支点として湾曲していることを示す.

以上に述べた①～⑤の傾向は s の増大につれて強まる. なお, $s=0 \text{ cm}$ の時点でもこれらの傾向が現われているのは, 地盤が遠心载荷によって沈下した(地表面で 0.5 mm , 原型で 1.3 cm)ためである. また, 乾燥砂地盤で得られた結果も定性的な傾向はここに示したものと同様であった.

図-2.11 はまさ土地盤の場合の地盤変形の様子を示したもので, $s=6 \text{ mm}$ (原型で 15.84 cm)の時点で支持台の左肩から上方に斜めのすべり面が現われた(図-2.11 (a)). 実験終了後には, 支持台の左側の範囲で管路左右の地盤が陥没し(図-2.11 (b)), また地盤を側壁のガラス面の側から順次カットしていくと, 管路の下部に空洞が大きく残っているのが観察された(図-2.11 (c)).

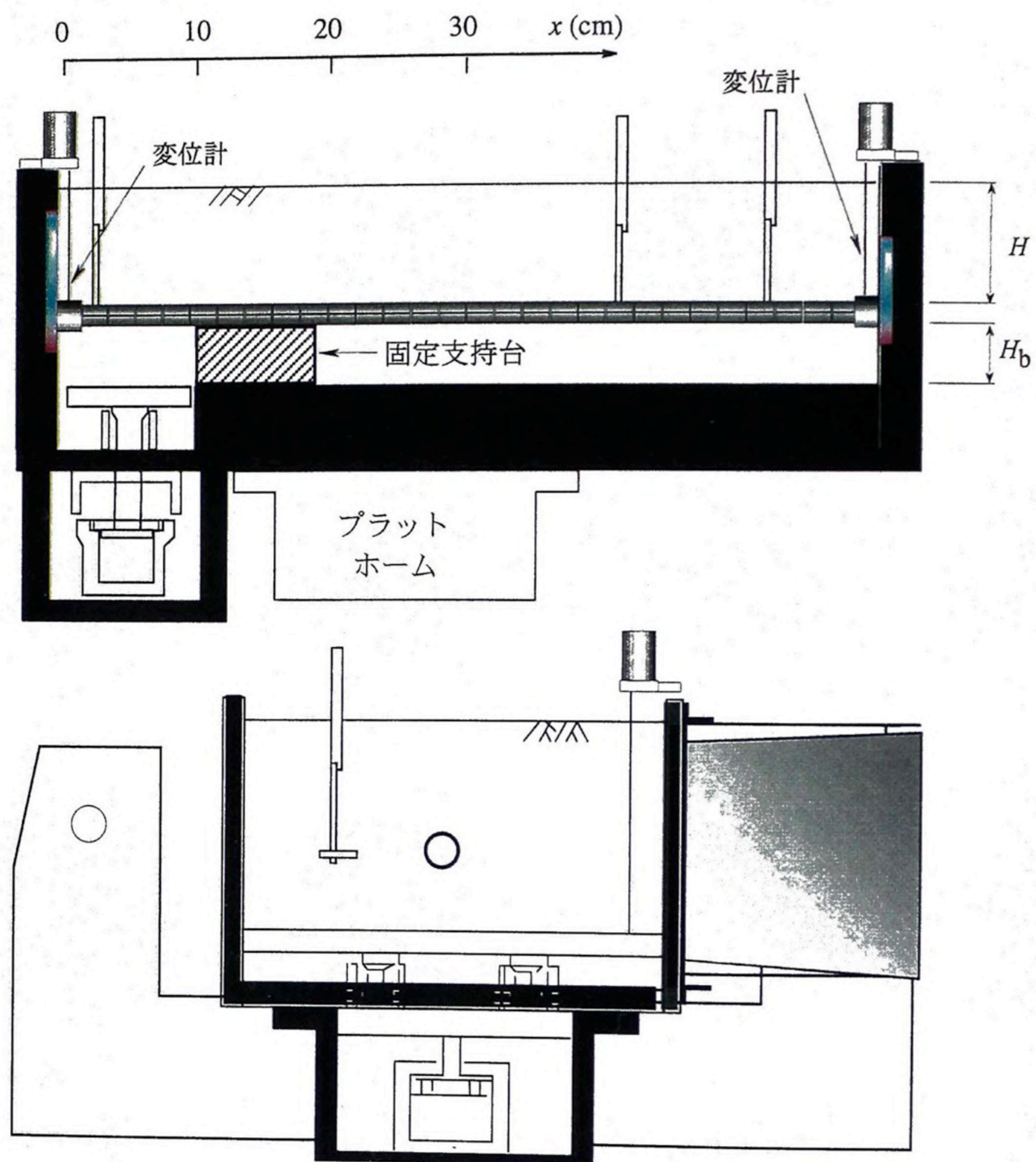


図-2.8 検証実験に用いた装置と模型

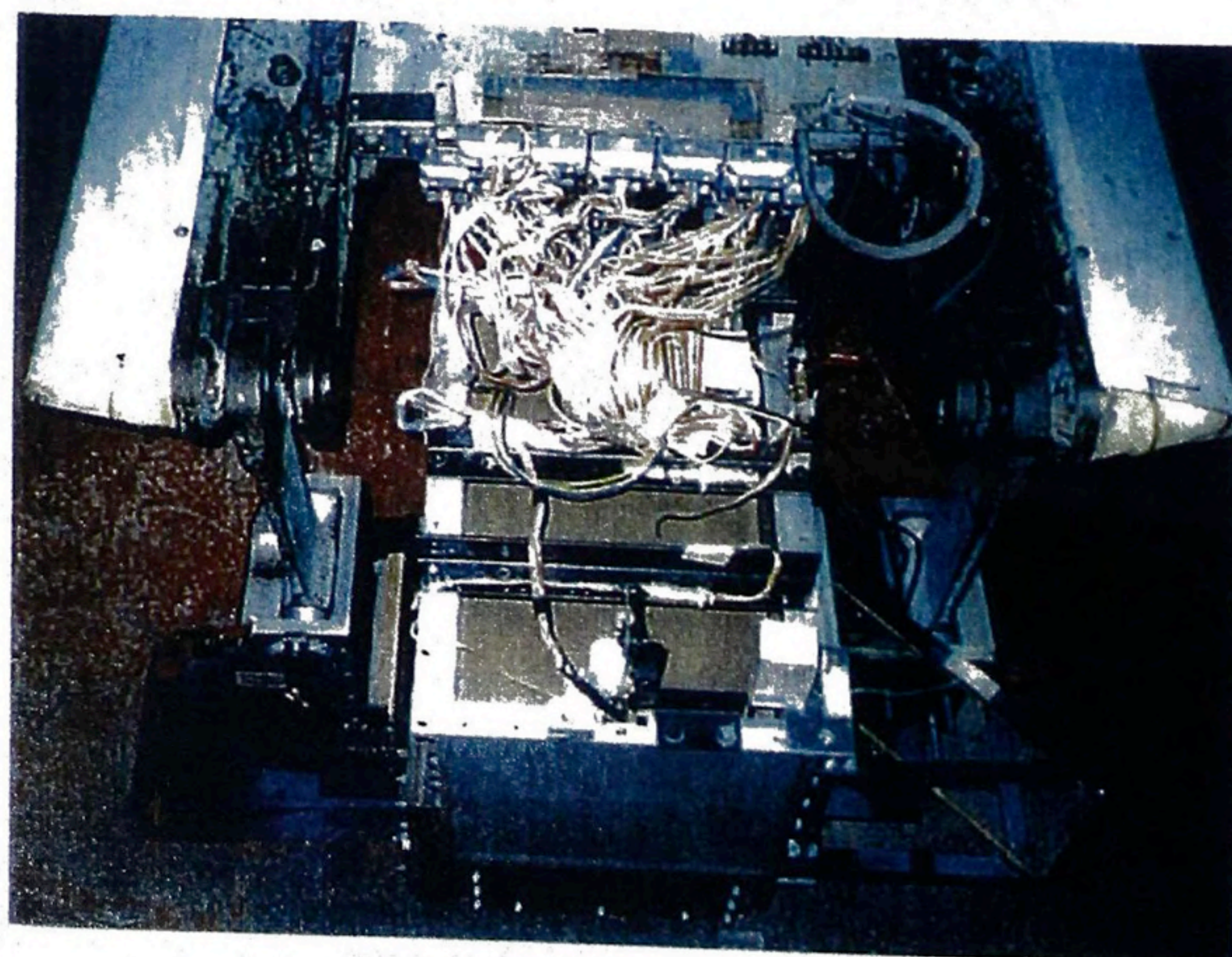


図-2.9 検証実験に用いた装置

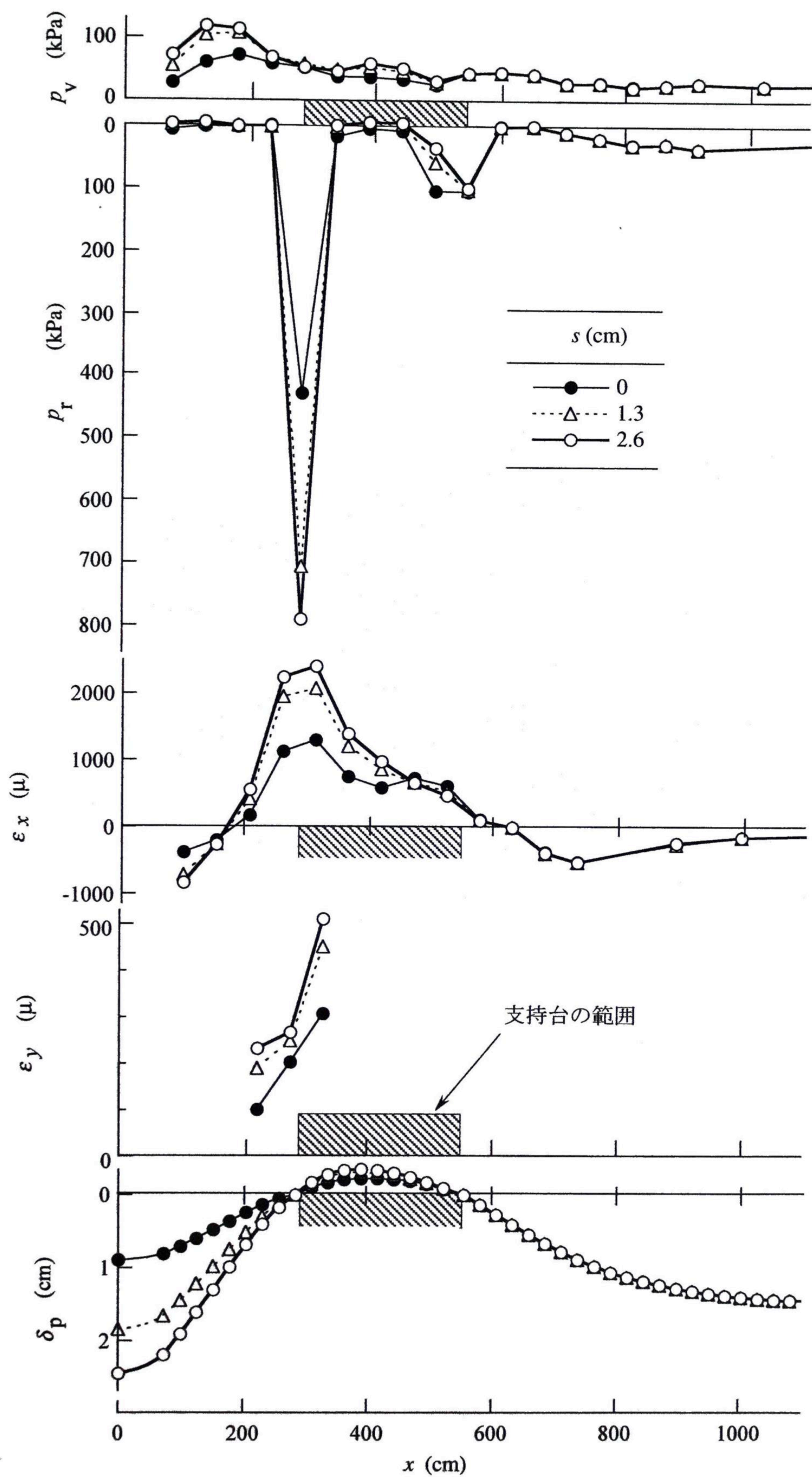
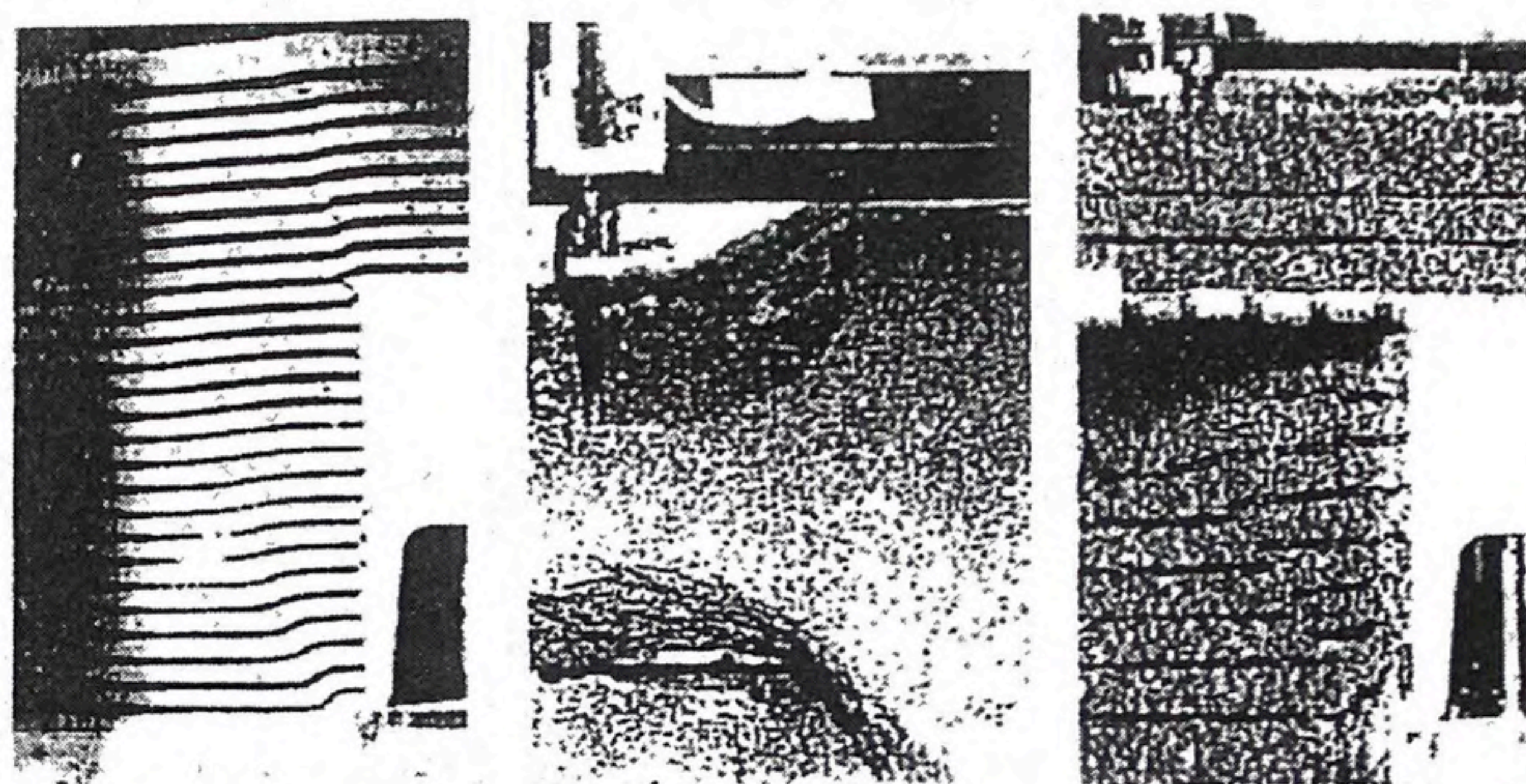


図-2.10 まさ土地盤の場合の測定結果 (原型スケール)



(a) $s=6\text{mm}$ で現われたせん断面 (b) 地表面の陥没 (c) 管路の下に生じた空洞

図-2.11 まさ土地盤の場合の地盤変形

以上の遠心実験の結果から、管路が不動支持構造物の上に直接乗っている場合、地盤沈下が生じると、管路は構造物のエッジで支持されて曲げられ、断面方向にポアソン比相当分のひずみが発生することが確認された。実物に対する定量的な外挿はできないが、少なくとも今回の実験条件では、この断面方向のひずみは無視できない大きさであった。したがって、前項 2.2 (2) d) の FEM 計算によって推定された断面・管軸両方向の変形挙動の相互作用の具体的内容が実験的に確かめられたと言える。

なお、埋設されて 32 年目にして水道管が破壊したことから、上記の地盤沈下は経年的にわずかずつ足しこまれ、それに伴って管軸に沿って働く P_0 が徐々に増大し、水道管が破壊に至ったものと推定される。

2.3 国道 9 号五条堀川交差点の水道管破損事例

1998 年 3 月 6 日、京都市下京区の国道 9 号五条堀川交差点付近において、内径 900 mm の高級铸铁（ねずみ铸铁）製水道管が破壊した。本節では、現場状況と破壊した水道管の状況、リングとして検討した結果から推定した破壊メカニズム、二次元模型を用いた遠心実験による土圧の定量化、および三次元 FEM 計算による応力照査について述べる。

(1) 破損の状況

a) 破壊した水道管と現場状況

破壊した水道管は昭和 23 年製造の内径 900 mm 高級铸铁（ねずみ铸铁）管で、昭和 35 年に埋設されるまで使用されずに保管されていたが、同年埋設されてから破壊するまで 38 年を経過していた。寸法規格は、管長 6.14 m、直管部の内径 900 mm、外径 935.2 mm、管厚 17.6 mm である。継手はいんろう鉛継ぎで、継手部の最大外径は 1055 mm、継手部の長さは 227 mm である。

図-2.12に破壊した管を示す。西端の継手近くの管底部に長さ80 cm、最大幅34 cmの半月状の欠損部があり、これから幅3 mm程度のクラックがほぼ管底に沿って走っている。このクラックは東端に近づくにつれて細くなり、東端の継手部の少し手前で消滅する。管の東端の管頂と管底附近には、継手からの漏水の跡と思われる赤錆が付着しているが、西端の継手からの漏水の痕跡はない。この状況から、管は西端の欠損部で圧壊し、そこからクラックが管底に沿って東側に走ったと推定される。また、東端の継手からの漏水は、そこでわずかにたわみ角を生じていたことを示す。なお、管の外周長さからクラック幅を差し引いて求めた外径実測値Dは、平均933.75 mmであった。

図-2.13に事故当時の水道管の埋設状況を示す。管は中央分離帯の下に、分離帯の盛土を含めて土被り高H=3.3 mで埋設されていた。管下部の地盤は良く締まった砂礫(N=20~50)で、非常に固い。水道管は、木矢板を用いて掘削された幅1.7 m、深さ3.44 mの溝(図-2.13の実線の掘削線)の底に、砂基礎なしで硬質砂礫層に直置きされた。ただし、管の継手部は深さ50 cm、幅1.2 mにわたって溝掘りされた(破線の掘削線および縦断図参照)。埋設施工当時、中央分離帯はなく地表面は道路面と同じ高さであったが、昭和56年(事故の17年前)の共同溝施工(掘削はH杭横矢板工法による)の際、中央分離帯が設置された。

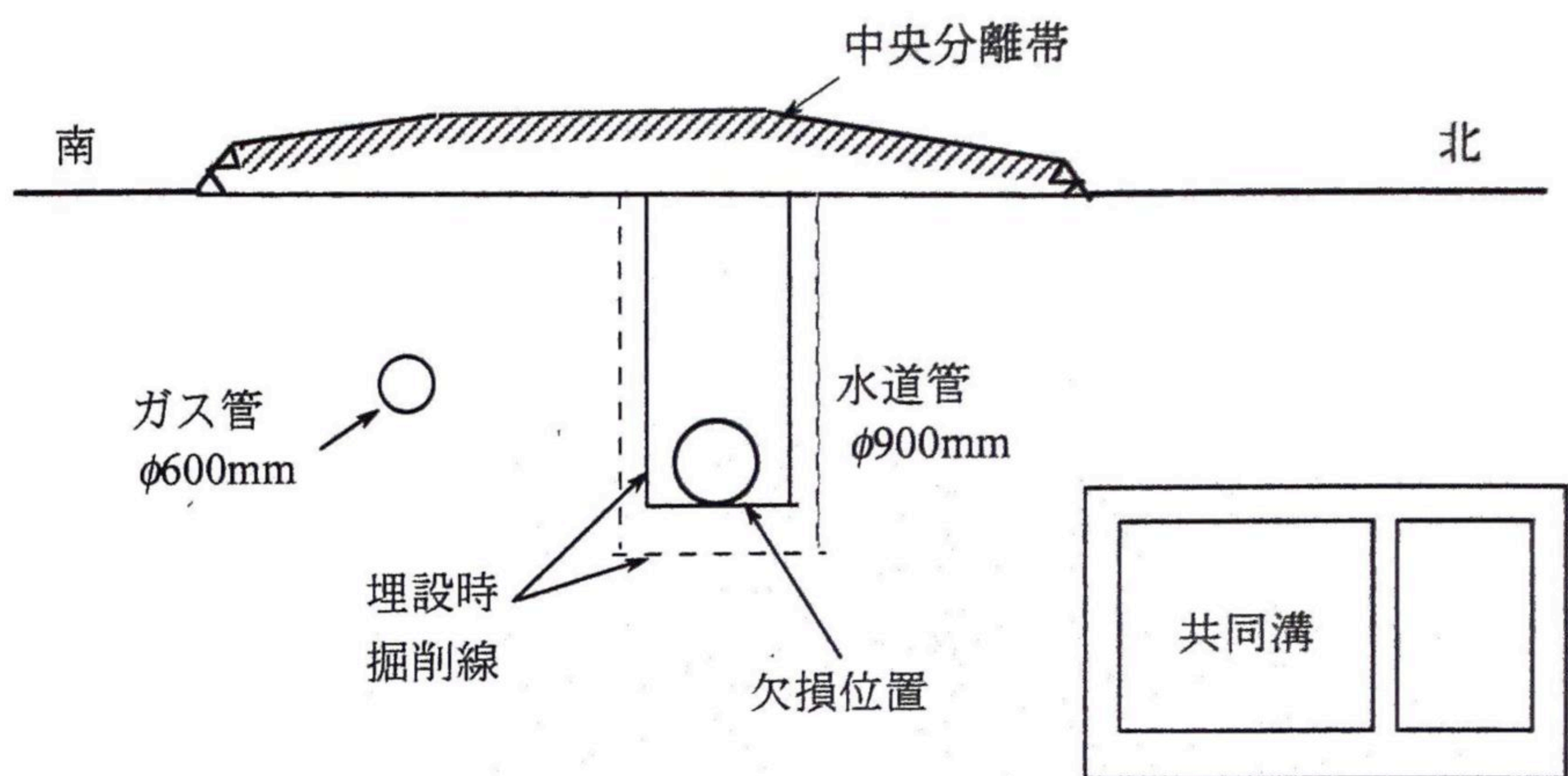
現場から採取した埋戻し土は砂質土で、その物理特性は、試料の最大粒径が20 mm、細粒分含有率が22%、最大乾燥密度が 1.84 g/cm^3 、最適含水比が15%である。なお、埋戻し土は50 mm程度の粗礫をごく少量含んでいた。



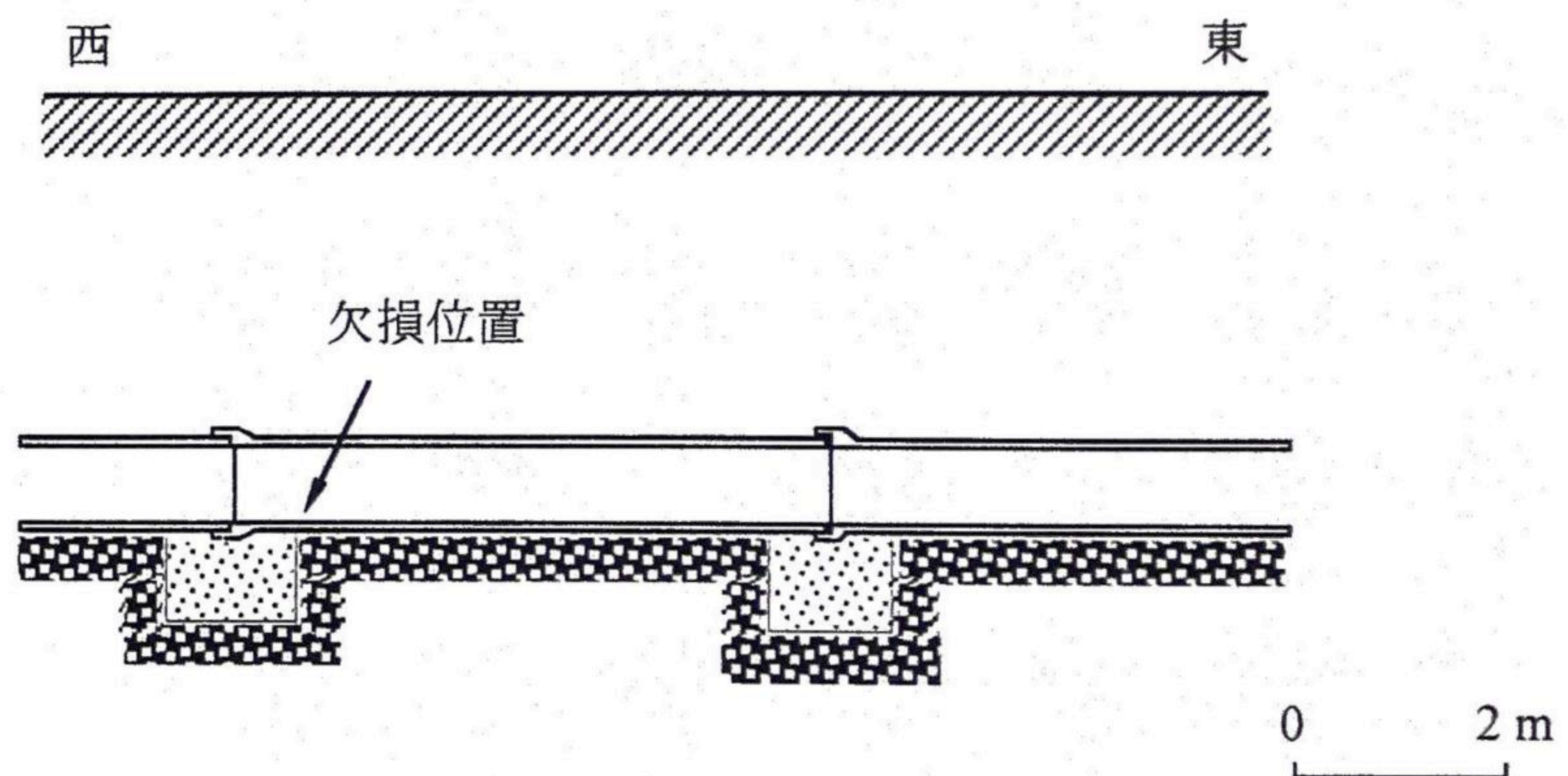
図-2.12 破壊した水道管 ($d=900 \text{ mm}$) の状況

b) 破壊した管の腐食と管体強度

破壊した管体の腐食は、内面が激しいのに対して、外面はほとんど無かった。管体を4断面で切断し、切断面を観察したところ、腐食部は変色しており、肉眼ではっきり区別できた。また、これらの切断面において管厚を測定した結果、平均残管厚は18.49 mm、有効管厚(目視によって求めた腐食代を差し引いた管厚)の平均値は16.28 mmであった。東西端に近い切断面の有効管厚は中央の切断面よりも小さく、特に欠損部の少し中央寄りの切断面では、管底と管頂付近に有効管厚が極めて小さい箇所(管底付近で11.4~13.0



(a) 横断面図



(b) 縦断面図

図-2.13 埋設状況

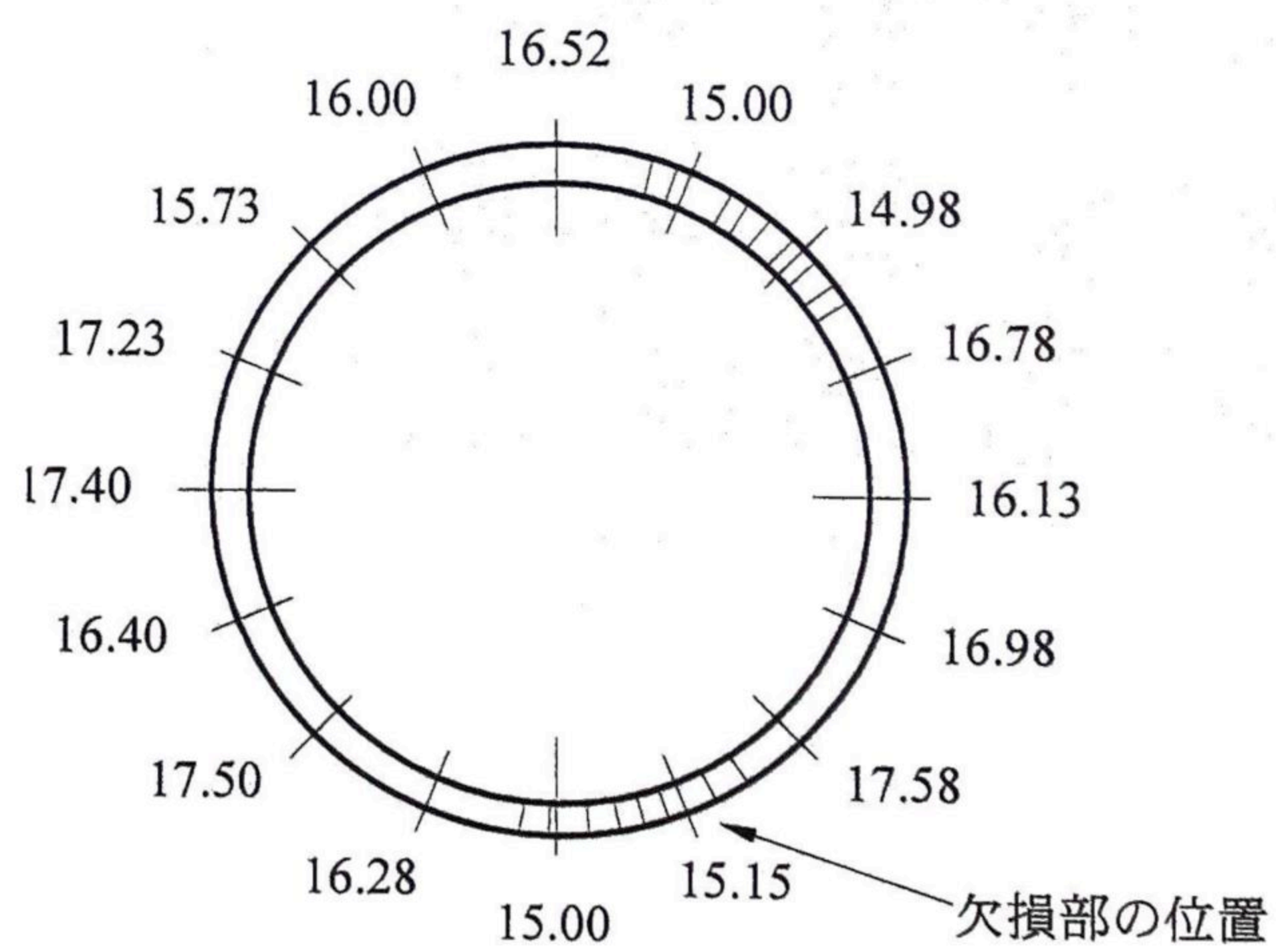


図-2.14 軸方向の平均有効管厚 (mm)

mm, 管頂付近で9.3 mm)があった。また, 軸方向の平均有効管厚は, 図-2.14に斜線で示すように, 管頂と管底附近が他よりもかなり小さく, 15.00 mm 程度であった。なお, 破断面に沿って5 cm ピッチで測定した有効管厚の平均値は14.70 mm であり, 部分的に9 mm 未満の所も数カ所あった。

つぎに, 破壊した管から周方向, および軸方向に切り出した各9試験片($\phi 8$ mm)の引張り試験の結果によれば, 平均引張り強度 σ_t は周方向が23.3 kgf/mm² (229 MPa), 軸方向が25.3 kgf/mm² (248 MPa)であり, 周方向の σ_t の方が少し小さかった。

(2) 破損原因の検討

a) リングとしての検討

管を二次元弾性リングと仮定し, 図-2.15(a)に示す荷重条件で, 管底に生じる最大引張り応力を求め, 圧壊に対する安全率 F_s を算定した。

管に作用する等分布土圧の大きさ p_v は, $\gamma_d=1.70$ tf/m³ (16.7 kN/m³), $w=12\%$ と仮定し,

$$p_v = \kappa H = \gamma_d (1+w) H = 1.7 \times (1+0.12) \times 3.3 = 6.3 \text{ tf/m}^2 (62 \text{ kN/m}^2) \quad (2.1)$$

を与えた。また, 管の支持条件は, 管が硬質の地盤に直置きされたことを考慮して, 管にとって最も危険側となるように, 管底で線荷重支持とした。

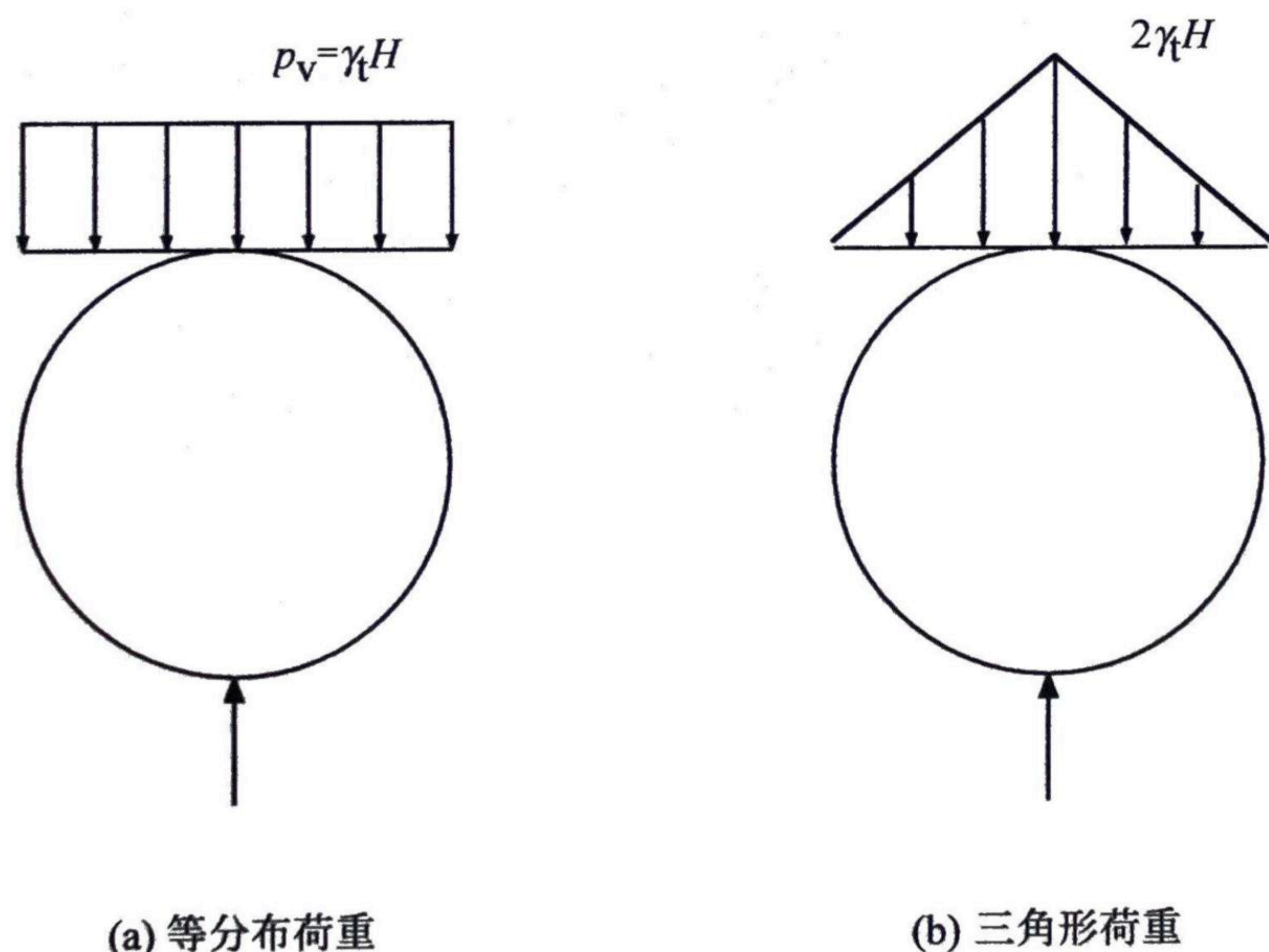


図-2.15 リングの荷重条件

最大曲げモーメント M は管底に生じ、下式によって求められる。

$$M = M_e + M_p + M_w = 0.587 \gamma_t H R^2 + 1.5 \gamma T R^2 + 0.75 \gamma_w R^3 \quad (2.2)$$

ここに、 M_e , M_p , M_w : 土圧, 管自重, 管内水重によって管底に生じる曲げモーメント

R : 管厚中心半径 ($= (D - T) / 2$)

γ : 鋳鉄の単位体積重量 7.20 tf/m^3 (70.6 kN/m^3)

γ_w : 水の単位体積重量 1.0 tf/m^3 (9.81 kN/m^3)

T : 管厚

T として破壊した管体の平均有効管厚 16.28 mm , D として実測値の 933.75 mm を与えて, M を算定すると $885 \text{ kgf}\cdot\text{cm/cm}$ ($8.68 \text{ kN}\cdot\text{cm/cm}$) となった。

σ_w を内水圧によって生じる引張り応力, σ_b を外圧によって生じる引張り応力, p を内水圧 (事故発生時 $4 \text{ kgf/cm}^2 = 0.39 \text{ MPa}$), d を管内径 ($= D - 2T$), Z を管壁の塑性断面係数 ($= t^2/4$), t を対象とする位置の管厚とすると, 管底に生ずる最大曲げ引張り応力 $\sigma_R = \sigma_w + \sigma_b = pd/2t + M/Z$ の値は, t として管底付近の平均有効管厚である 15.0 mm をとった時, 1692 kgf/cm^2 (166 MPa) と算定され, これから, $F_s (= \sigma_t / \sigma_R)$ の値として $2330/1692 = 1.38$ が得られた。

さらに, 管頂への土圧集中を考慮して, 図-2.15 (b) に示すように管頂で $2\gamma H$, 管側でゼロの三角形分布の鉛直土圧を与えた場合の計算も行った。ところが, M_e の値 ($= 0.610 \gamma H R^2$) は図-2.15 (a) の等分布土圧の場合の M_e ($= 0.587 \gamma H R^2$) の 1.04 倍しか増えず, F_s の値も 1.34 となって, 図-2.15 (a) の場合とほとんど変化がなかった。

b) 破壊メカニズムの推定

以上の検討結果により, リングとしての破壊はないと結論される。したがって, 管が破壊するためには他の原因が必要である。破壊した水道管は西端の継手近くの管底附近に大きな欠損部を生じており, ここから破壊が始まったと考えられる。これは, この欠損部附近に強い反力土圧の集中があったことを示す。よって, 以下の破壊メカニズムが推定できる。

水道管は, 固い砂礫層の上に砂基礎無しで直置きされたが, 継手部の下は幅 1.2 m , 深さ 50 cm で溝掘りされた。この溝掘り部では, 管が邪魔になるため, 埋戻しの際の締め固めは人力施工とならざるを得ないので, 非常にゆるかったと推定される。このゆるい埋戻し土は時間経過とともに圧縮し, 沈下する。ところが, 固い砂礫層に直置きされた管は沈下できないので, 溝掘りされた領域では管と地盤の間に相対沈下が発生する。その結果, そこでは管下部の土圧反力がゼロとなり, また管上部に土被り圧を超える大きな土圧が働く。そのため, 直置きされた領域の両端で管に反力土圧が集中し, かつ, 管断面がこの反力土圧を管底付近のごく狭い範囲で支える形となって, 管が破壊に至ったものと推定される。

(3) 遠心実験による土圧の定量化

硬質地盤に直置きされた領域、および継手部の溝掘りされた領域における管挙動をそれぞれシミュレートした2通りの遠心実験を行い、それぞれの領域で管路に作用する土圧を定量化した。

a) 硬質地盤に直置きされた管の土圧と変形

前項2.3(2)a)で管を二次元弾性リングとして検討した際に用いた荷重条件(図-2.15(a), (b))の妥当性を確認するため、二次元模型を用いた遠心実験を行った。

実験で用いた模型管を図-2.16に示す。この管は、外径 $D=8.6\text{ cm}$ (破壊した水道管の $D=93.375\text{ cm}$ の $1/10.9$)、管厚 $t=1.5\text{ mm}$ の硬質アルミ製で、管断面の曲げ剛性 $S_p=E_p t^3/[12(1-\nu_p^2)R^3]$ の値は 2.94 kgf/cm^2 (0.29 MPa)であり、破壊した高級鋳鉄製水道管の S_p 値である 4.37 kgf/cm^2 (0.43 MPa)にごく近く、ほぼ同等の挙動を示すとしてよい。

この管を図-2.17に示す模型地盤中に土被り高 30 cm (原型で 3.3 m)になるように埋め、模型を遠心加速度 $10.9g$ 場に置き、管に働く垂直土圧 σ とせん断土圧 τ の分布、管壁に生ずる曲げひずみ ϵ の分布、および管の鉛直たわみ量 ΔD を測定した。なお、事故の17年前に施工された共同溝の近接掘削施工の影響をみるため、 $10.9g$ 場で容器右側に設置した模型土留め壁を、油圧シリンダーで水平方向に 3 cm まで押すことにより、下端ヒンジとして回転させた。

模型地盤は、現場条件に合わせて、砂礫、ならびに現場で採取した埋戻し土と粒度特性が似るシルト質砂を用いて作成した。図-2.18と表-2.4に、現場で採取した埋戻し土(粒径 2 mm 以上カット)、シルト質砂、砂礫の土性を示す。シルト質砂の密度は $\rho_s=1.5\text{ g/cm}^3$ (ゆる地盤)と 1.7 g/cm^3 (密地盤)の2通りに変えた。

図-2.19(a), (b)に、土留め壁を回転させる前に測定した σ と τ の分布、これから求めた鉛直土圧と水平土圧の分布(管の上半分に働く鉛直土圧 p_v 、管の下半分に働く鉛直反力土圧 p_r 、水平土圧 p_h)を示す。また、図-2.20に土留め壁回転前に測定した管壁の曲げひずみ ϵ の分布(横軸は管頂から測った角度を表す)、ならびに管の鉛直たわみ量 ΔD を示す。なお、これらの測定結果の信頼性は、吉村ら(1997)が示した方法によって測定値どうしの力学的整合性を照合することによって、確認している。

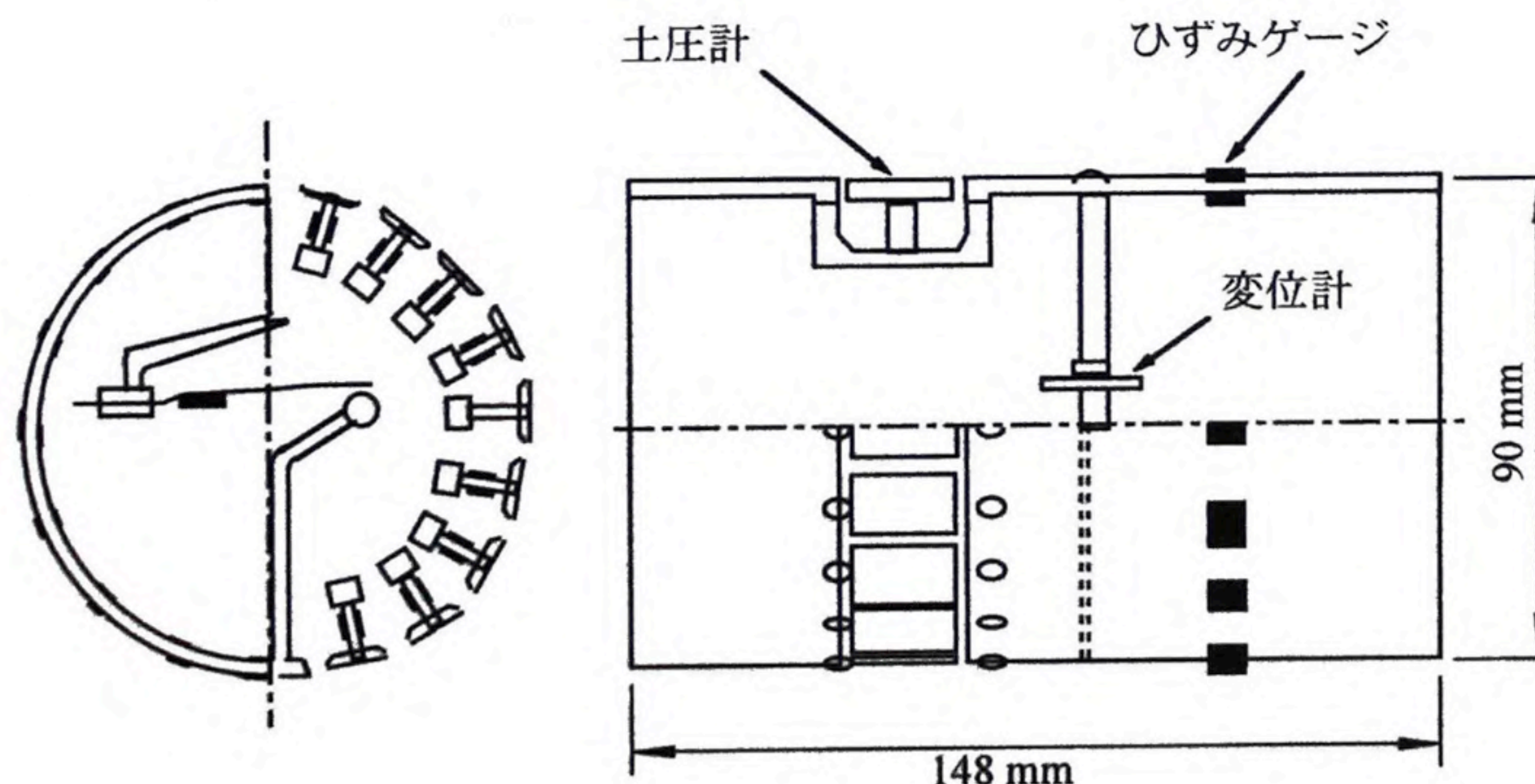


図-2.16 二次元実験用模型管

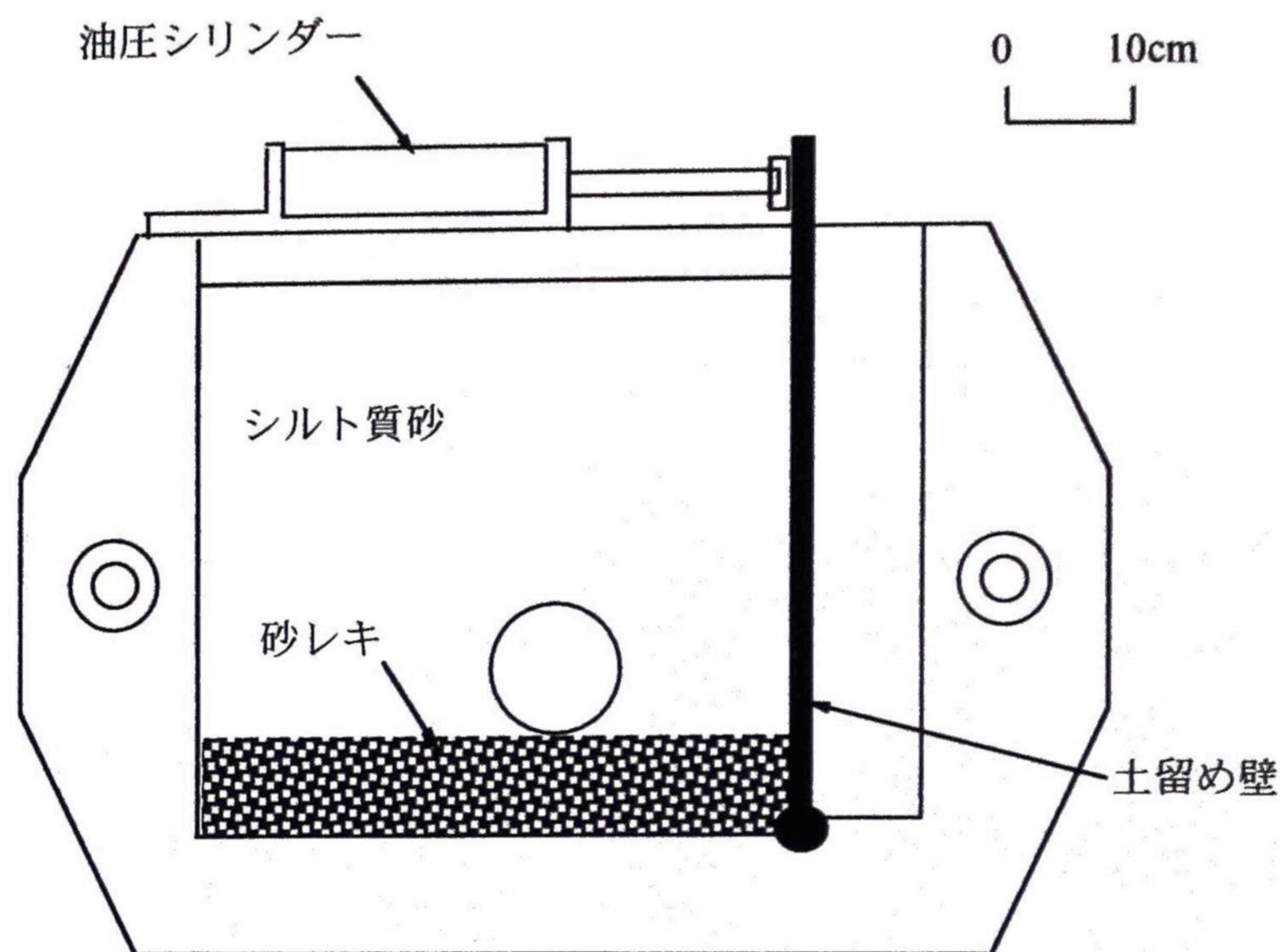


図-2.17 二次元実験装置

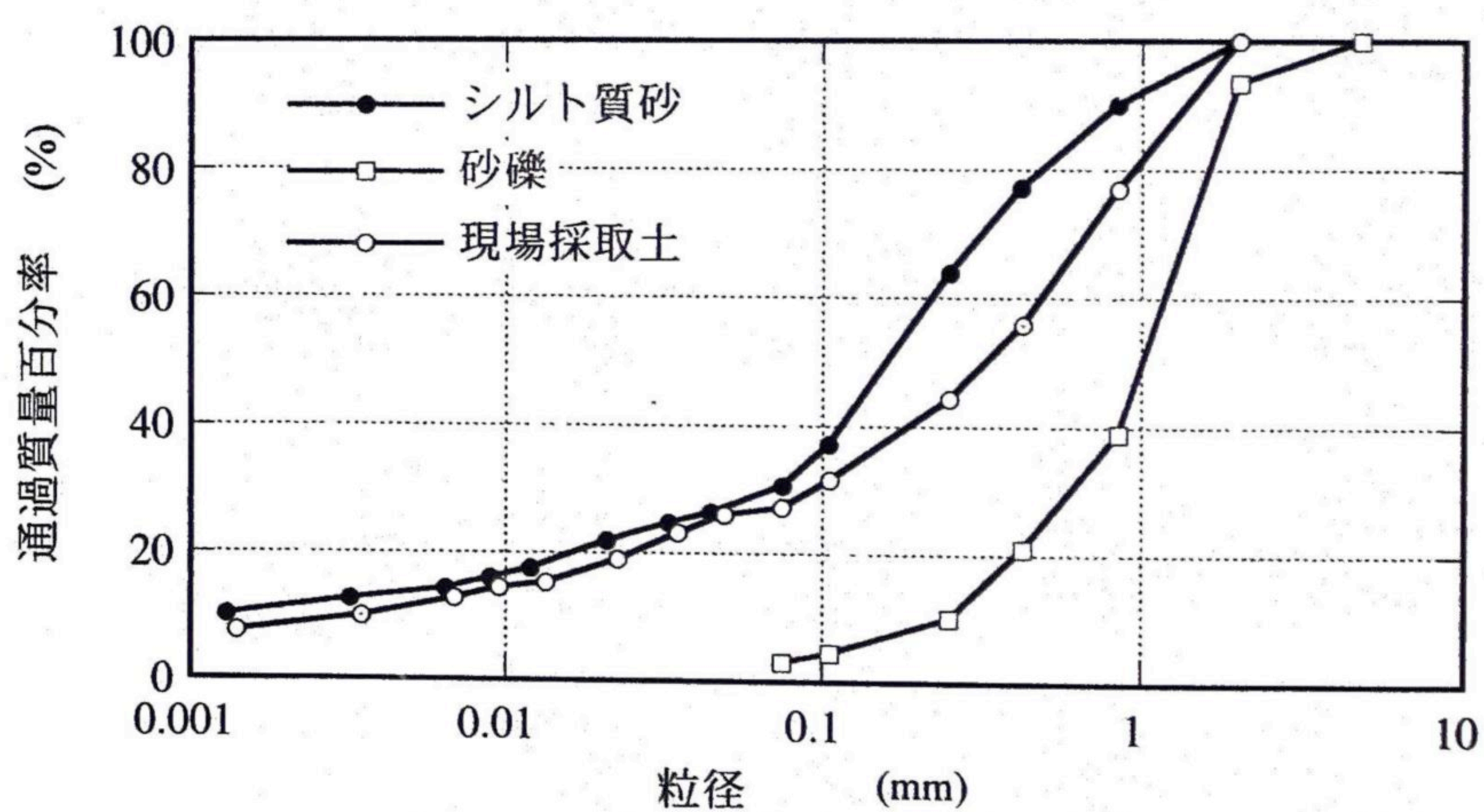
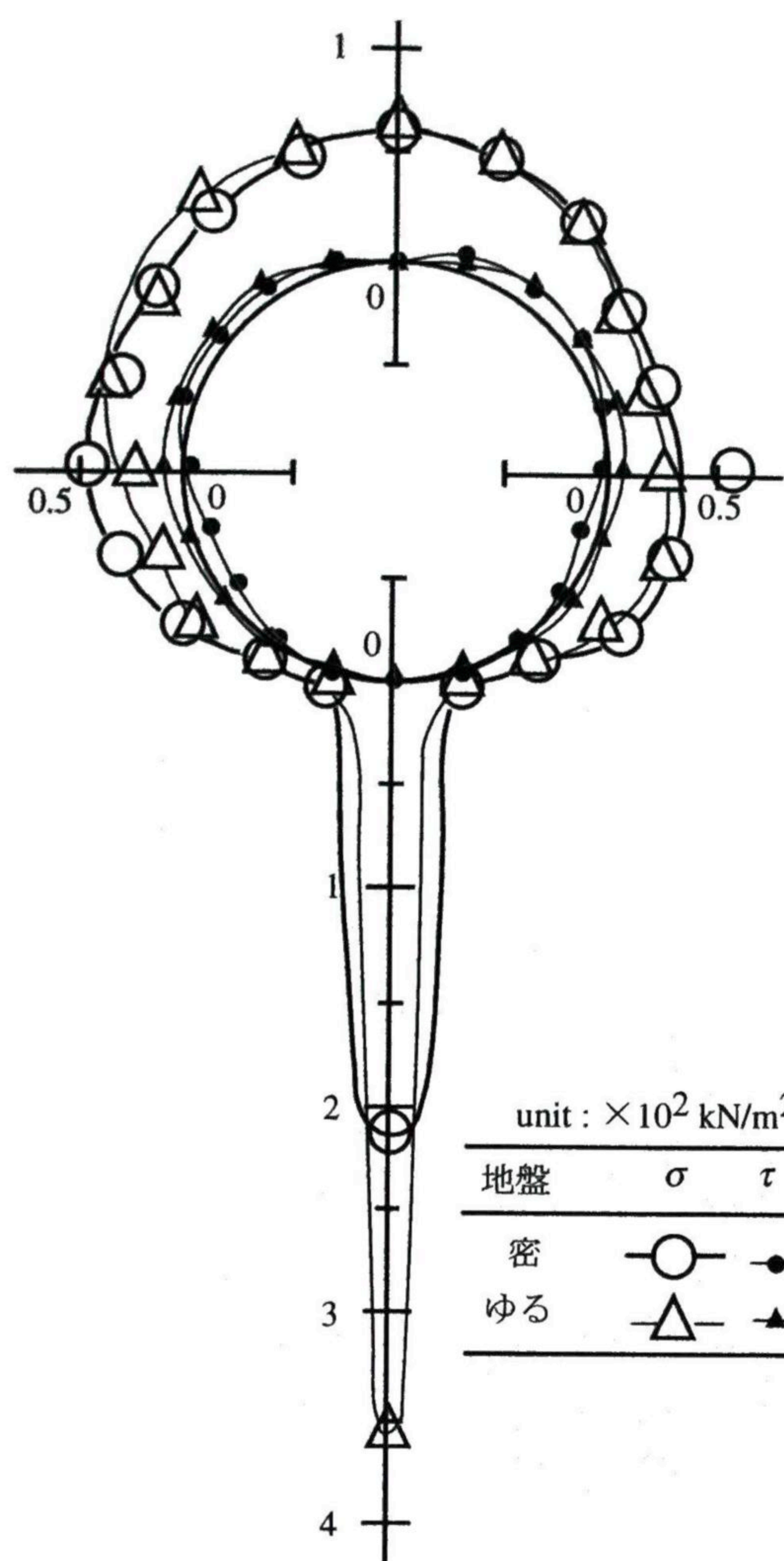


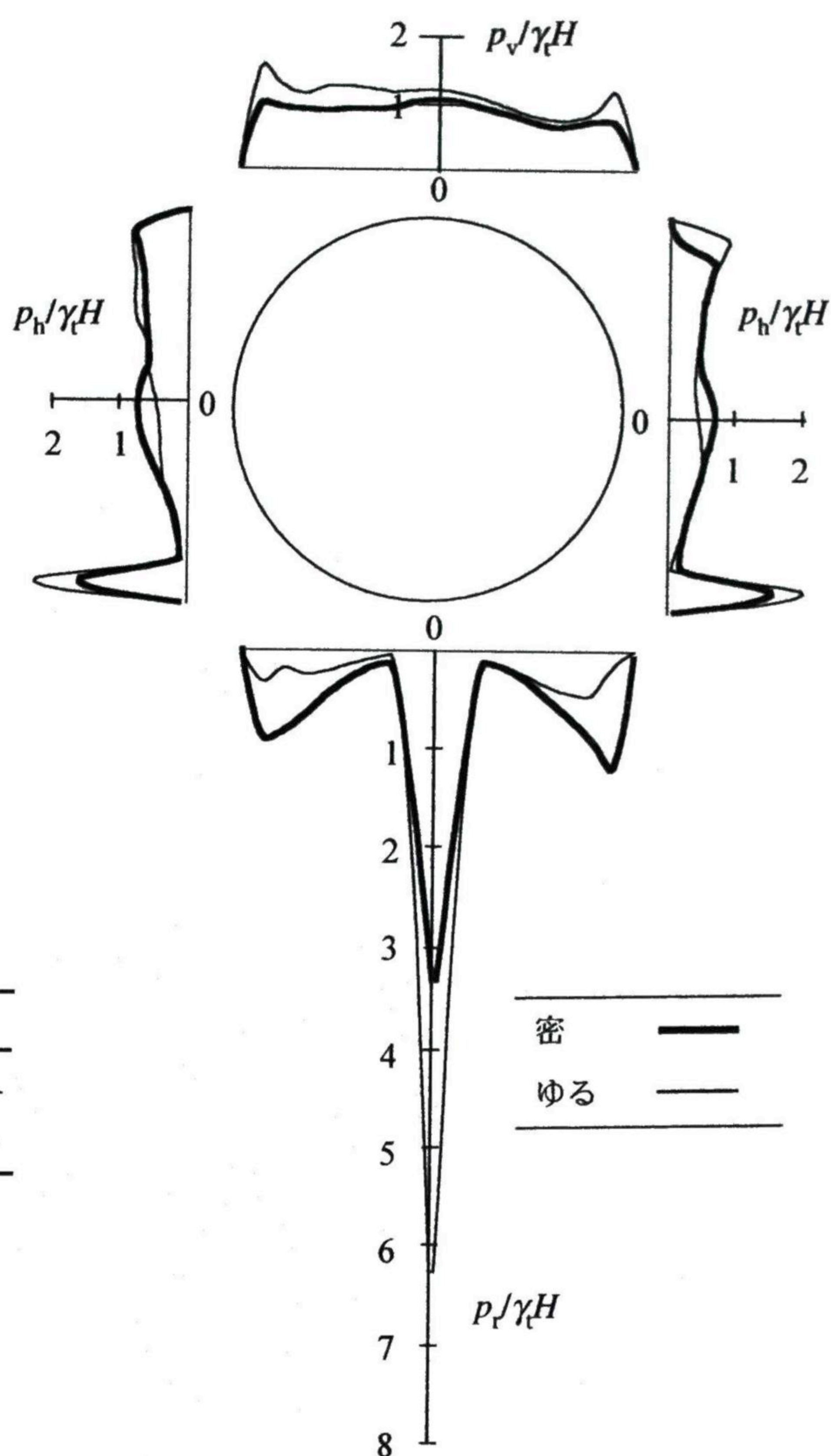
図-2.18 地盤材料の粒径分布曲線

表-2.4 地盤材料の性質

土	G_s	U_c	$\rho_d \text{ max}$ g/cm ³	$\rho_d \text{ mim}$ g/cm ³	ρ_d g/cm ³	w %	c_d kPa	ϕ_d 度
現場採取土	-	140	18.1	-	-	-	-	-
シルト質砂	2.67	115	18.2	12.7	14.7	12	29	32
砂礫	-	5	-	-	17.3	6	-	-



(a) 垂直土圧とせん断土圧



(b) 鉛直土圧と水平土圧

図-2.19 測定土圧の分布

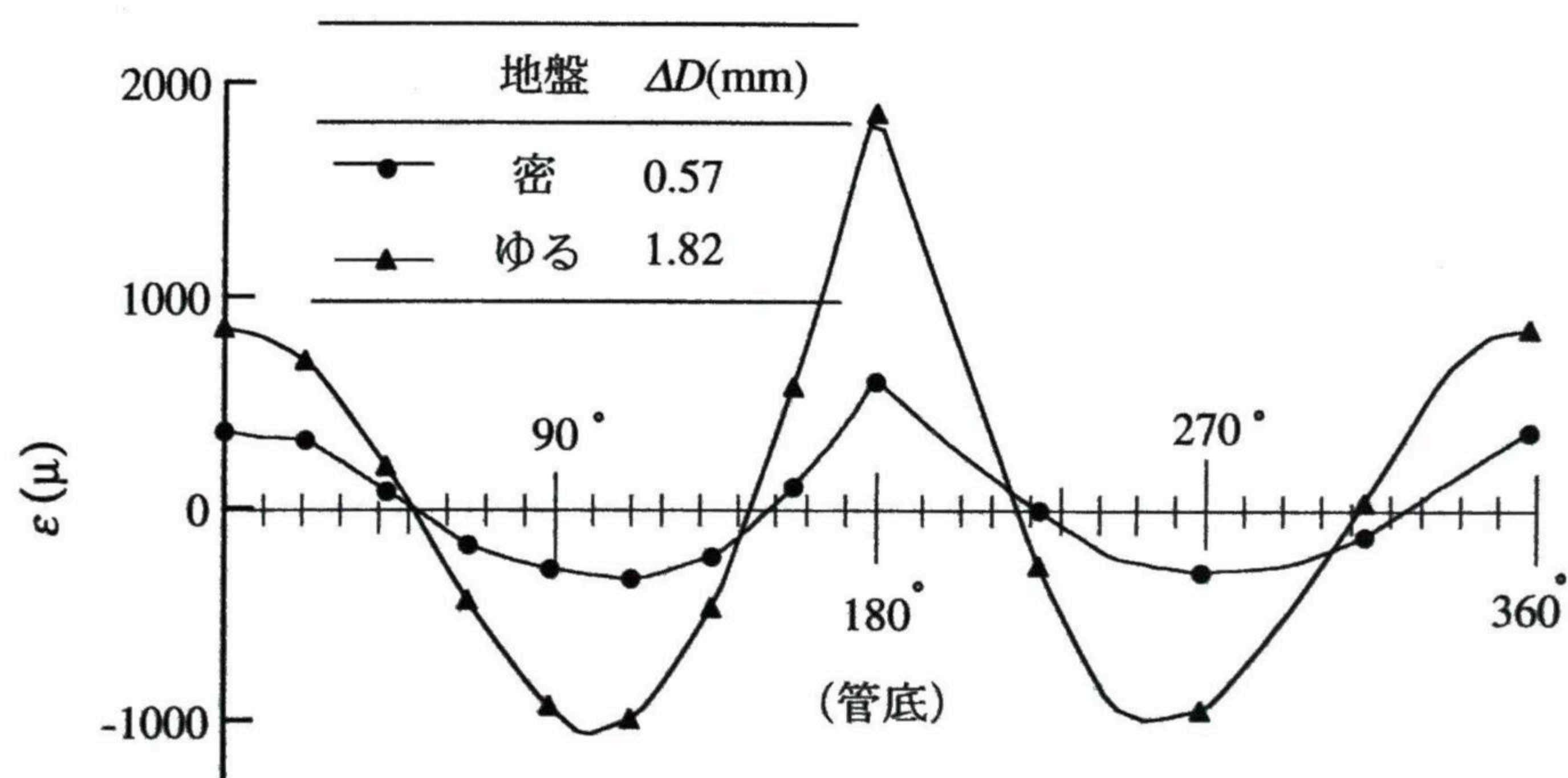


図-2.20 管壁の曲げひずみ ε の分布

図-2.19から密・ゆる両地盤とも、土圧は予想通り管底に極端に集中しており、ゆる地盤の方が集中度合いが高いことが分かる。図-2.19(b)に示した管の上半分に働く鉛直土圧 p_v は等分布的で、その大きさは図-2.15(a)で示した土被り圧 γH にごく近い。

また、図-2.20より最大 ε は管底に生じ、これから求めた曲げモーメント M_e は原型換算で、密地盤の場合 216 kgf·cm/cm (2.12 kN·cm/cm)、ゆる地盤の場合 672 kgf·cm/cm (6.59 kN·cm/cm) となった。これらの値は2.3(2)a)で算定したリングに生じる M_e の27~86%に相当し、いずれもごく小さい。この理由はリングに与えた荷重(図-2.15)が鉛直土圧のみであり、図-2.19(b)に見られるような水平土圧を無視したためである。

図は省くが、土留め壁を回転させると、管の上半分に働く土圧は少し変化するが、管の下半分に働く土圧と最大 ε の値はあまり変わらなかった。実験では、模型容器の寸法の関係で模型土留め壁と管の離隔が実際よりも小さくなっているため、実験結果は実際よりも近接掘削施工の影響を大きめに評価しているとみなせる。この実験結果と、共同溝施工時期が事故の17年前であったことを併せると、共同溝の近接施工は水道管の破壊とは関係ないとしてよい。

以上より、2.3(2)a)において水道管を二次元弾性リングとして検討した際に用いた荷重条件は、管に生じる最大曲げモーメントを過大に評価しており、リングとしての破壊に対する実際の安全率の値は2.3(2)a)で算定した1.38~1.34よりもさらに大きかったと考えられる。したがって水道管はリングとしては破壊しないという推定が裏付けられた。

b) 管路と地盤の相対沈下によって発生する土圧

2.3(2)b)で述べたように、継手部の溝掘りされた領域では地盤が管路に対して相対的に沈下したと推定される。この相対沈下によって、どの程度の大きさの土圧総量(単位長さ当たり)が管路に働くかを調べるため、図-2.21に示す実験装置を用い、遠心加速度46.7g場において、外径2cmの模型管(図-2.22参照、原型換算の外径 $D=93.4$ cm、ステンレス製、長さ37cm、総重量1.788 kgf (17.53 N))を0.4 mm/minの一定スピードで最大2cmまで引き上げ、管の上昇量 δ (=管と地盤の相対沈下量)と引き上げ力 P_v (=管の上半分に働く鉛直土圧の総量と管自重の和)を測定した。模型管の下部には、軸方向のたわみを軽減するため、幅1.5cm、高さ2cmの補強材を取り付けた。

模型地盤は、図-2.18と表-2.4に示したシルト質砂を用いて $\rho_s=1.7$ g/cm³ (16.7 kN/m³) (密地盤)と1.5 g/cm³ (14.7 kN/m³) (ゆる地盤)になるように仕上げた。土被り高 H は4cm、7cm、12cmの3通りに変えた。 $H=7$ cm ($H/D=3.5$) の場合が、実際の水道管の埋設深さ ($H=3.3$ m) に相当する。

図-2.23に測定された P_v と δ の関係を示す。 H/D が大きくなるにつれて P_v は大きくなり、またピークの現れ方が不明瞭になる。図-2.24は、管に働いた土圧総量の最大値 $P_v^*/\gamma HD$ を H/D に対してプロットしたもので、 P_v^* は P_v の最大値から遠心場の管自重 W_p (=2.3 kgf/cm=2.26 kN/m) を差し引いた値である。密・ゆる両地盤とも、 $P_v^*/\gamma HD-H/D$ 関係はほぼ直線となった。破壊した水道管の埋設深さ3.3mに相当する $H/D=3.5$ の時の $P_v^*/\gamma HD$ の値は密地盤で5.5、ゆる地盤で4.5となり、管と地盤が相対沈下すると、極めて大きな土圧が管に作用することが確かめられた。なお、この2ケースで P_v^* を生じた時の δ は2.3 mm、3.3 mmで、これは原型換算で10.7 cm、15.4 cmに相当する。

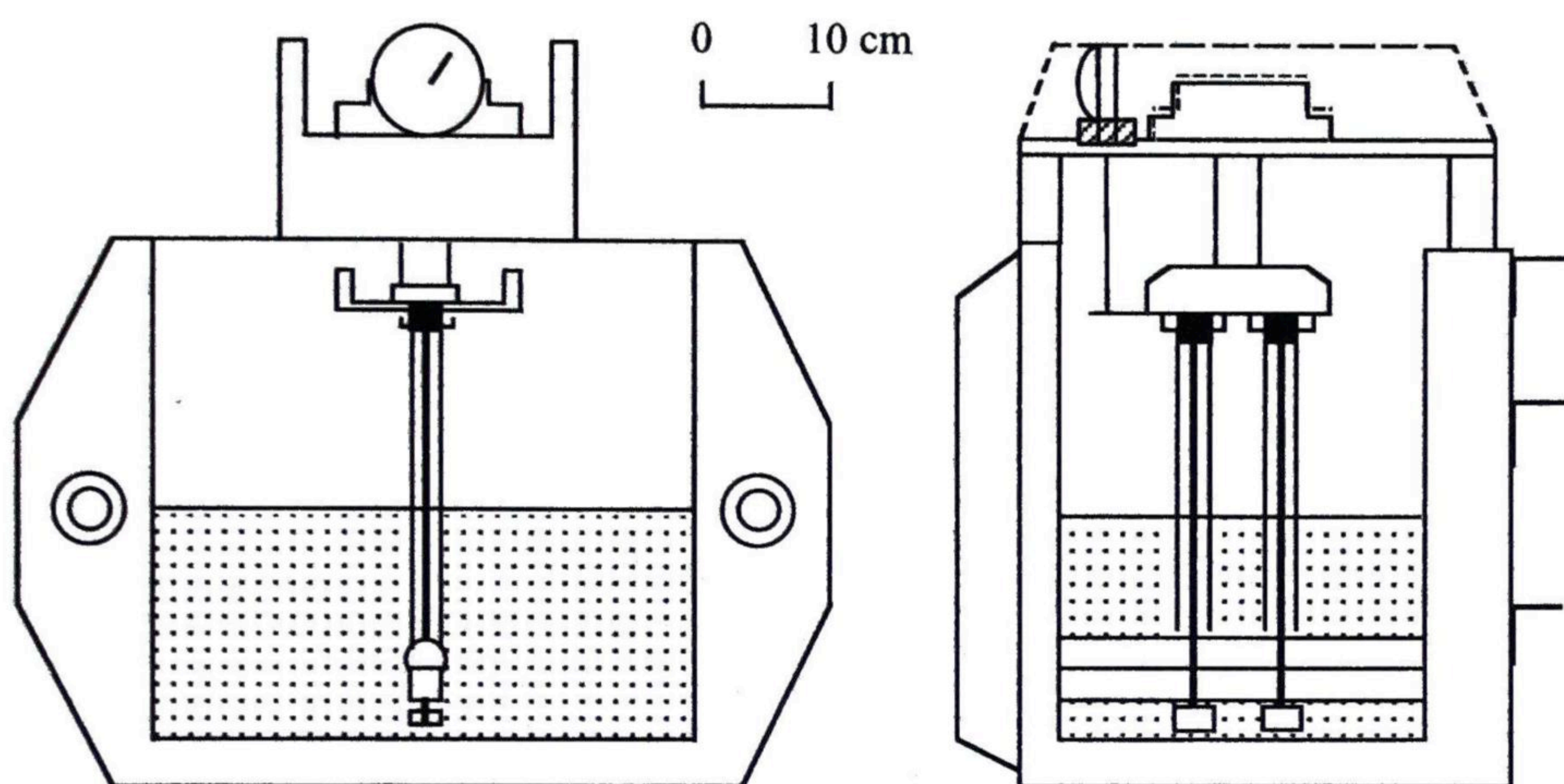


図-2.21 引上げ実験装置

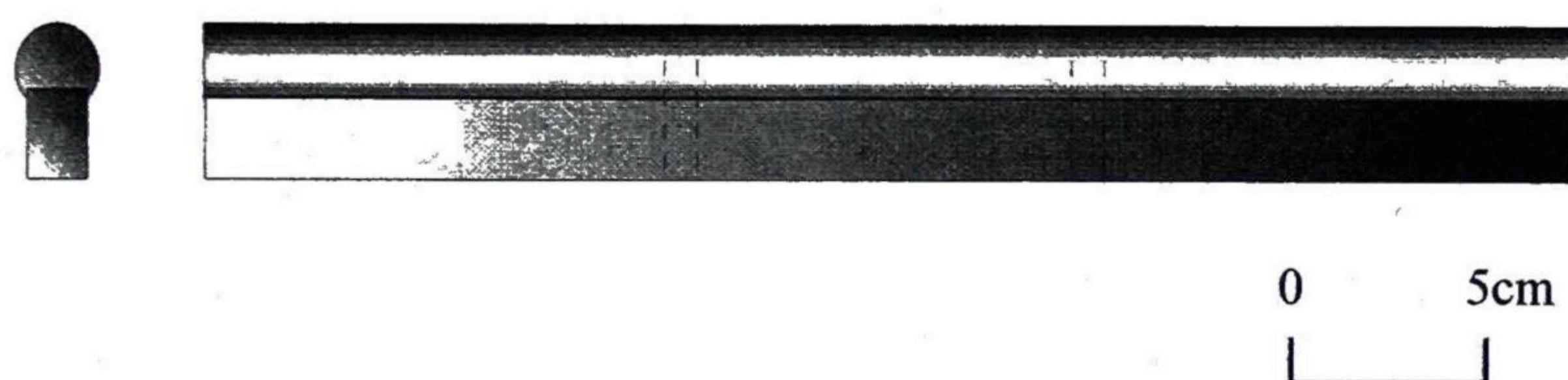


図-2.22 引上げ実験用模型管

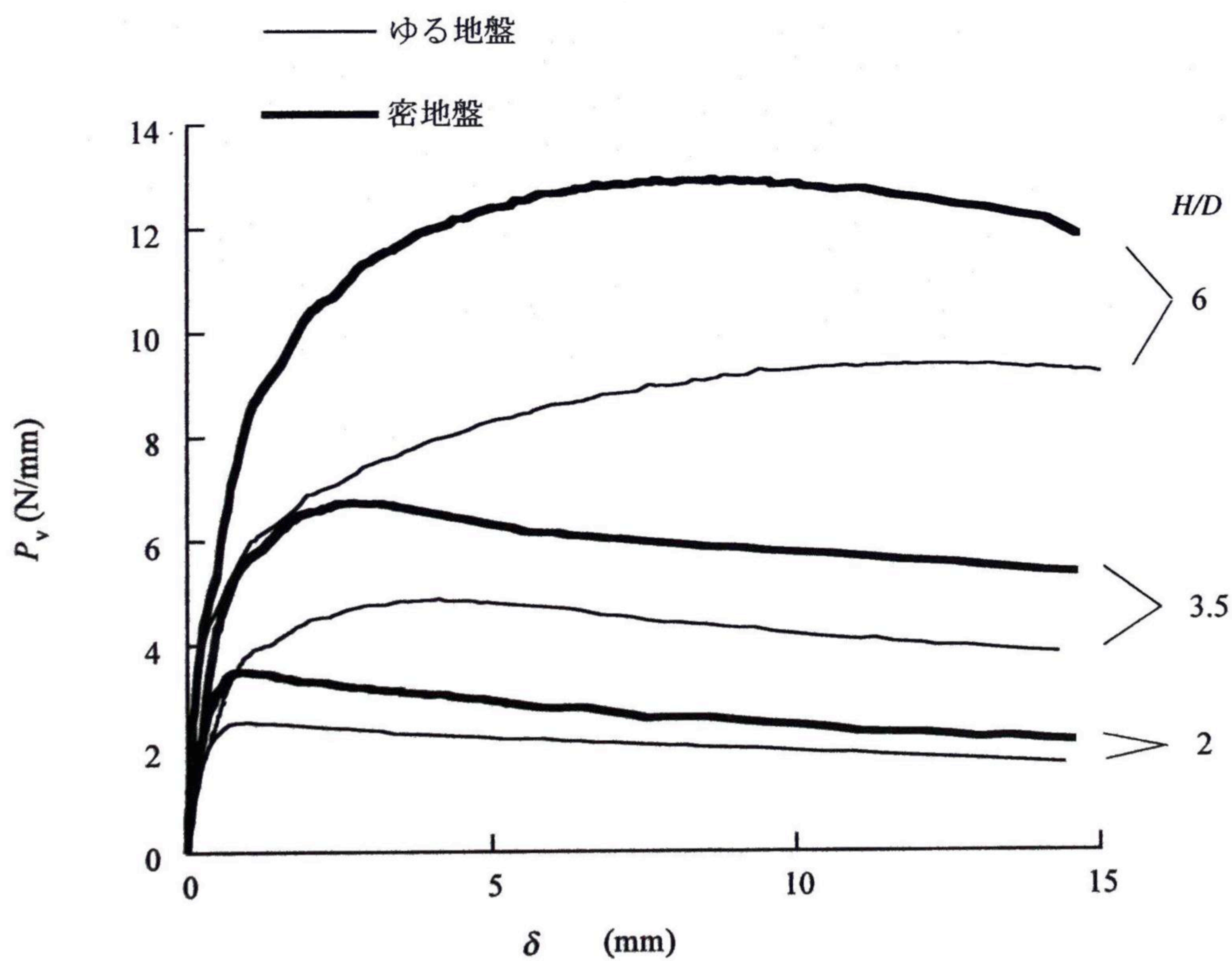


図-2.23 P_v と δ の関係

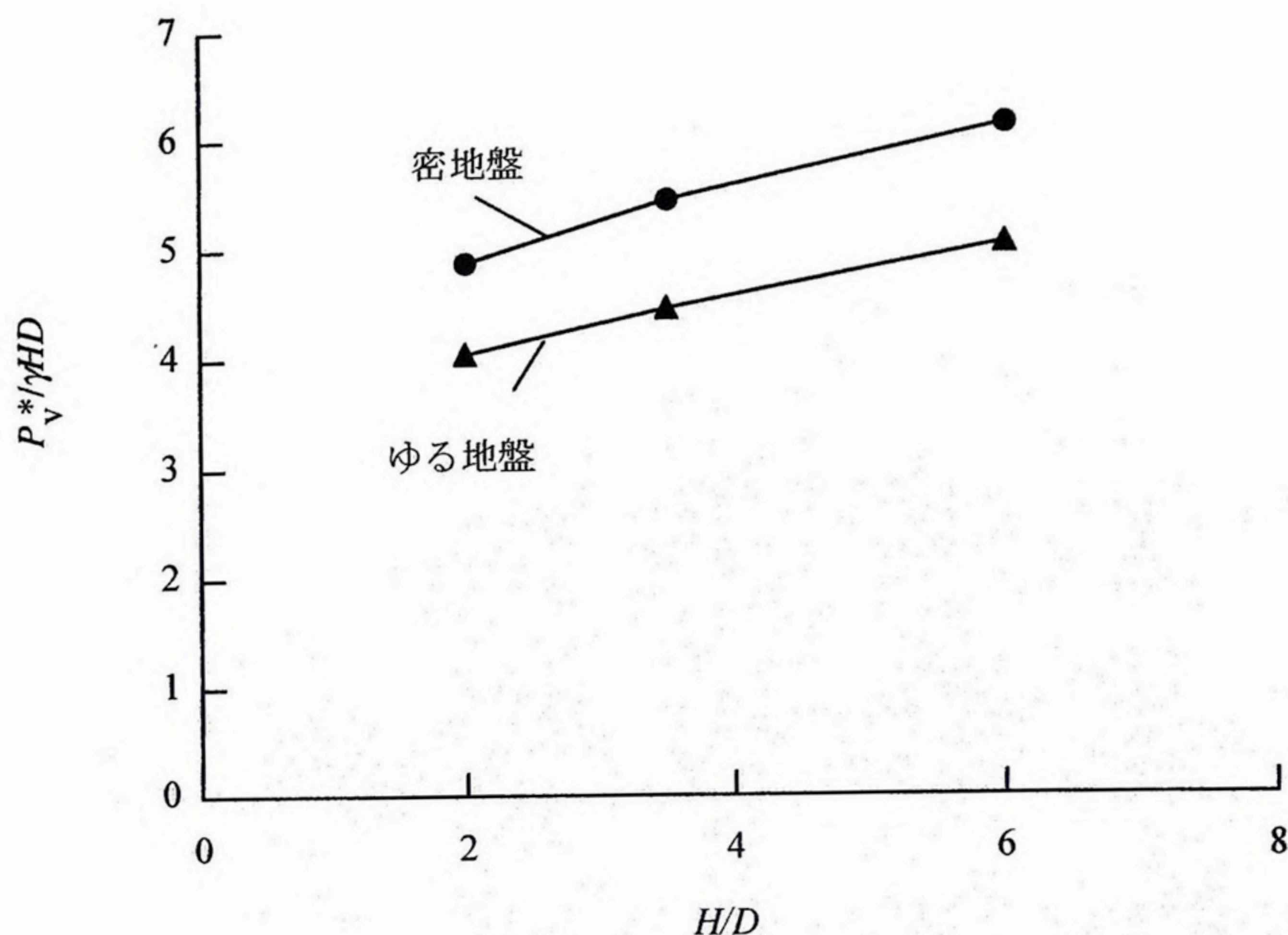


図-2.24 $P_v^*/\gamma HD$ と H/D の関係

つぎに、実験中に撮影した写真から、管が動き始めるとすぐに管の下側に空洞が発生することを確認した。これは、東田ら(1993a)の研究でも見られたように、地盤が管に対して下向きに変位すると管下部の土圧反力が直ちに消滅することを示す。

(4) FEMによる強度計算と破壊原因の考察

遠心実験で得られた荷重が管に働いたときに管体に発生する応力を三次元 FEM 解析によって求め、破壊原因について考察した。

a) 計算条件

計算は、図-2.25 に示すように管のみをモデル化して行った。調査結果に基づき、管の外径 D は 93.4 cm, 管厚 T は平均有効管厚の 16.28 mm, 管長は 6.14 m とした。管の両端の境界条件は、そこで管がいんろう鉛継手によって他の管と接続されており、 $M=0$, $q \neq 0$, および $Q=0$ (対称条件より) に近いことを考慮して、自由端とした。また、管長 6.14 m のうち、センターの 4.8 m の範囲 (領域②) を硬質砂礫層に直置きされた領域、その両サイド各 0.67 m の範囲 (領域①, 0.67 m は継手のダブリ代を考慮して決定) を溝掘りされた領域と仮定し、領域②には土被り圧 $\gamma H = \gamma(1+w)H = 1.7 \text{ tf/m}^3 \times 1.12 \times 3.3 \text{ m} = 6.3 \text{ tf/m}^2$ (62 kN/m²) を、また両サイドの領域①には γH の $n=1, 3, 5.5$ 倍の 3 通りの土圧をいずれも断面に対して等分布で作用させた。 $n=1$ のケースは領域①で相対沈下がない時の土圧を与えた場合、 $n=5.5$ のケースは遠心実験で得られた最大土圧を与えた場合、また $n=3$ のケースはそれらの中間の土圧を与えた場合である。

節点の拘束条件は、図中に示すように、領域②の全範囲で管底 (節点 A) の鉛直・水平変位をゼロ、その両隣の 2 節点 (節点 B と B') の鉛直変位をゼロとし、それ以外の節点の拘束は無しとした。また、領域①で

要素数	4416
節点数	4448
要素特性	三次元板要素
材料特性	$\gamma = 70.6 \text{ kN/m}^3$ $E_p = 1.08 \times 10^5 \text{ MPa}$ $\nu_p = 0.25$ $T = 16.28 \text{ mm}$

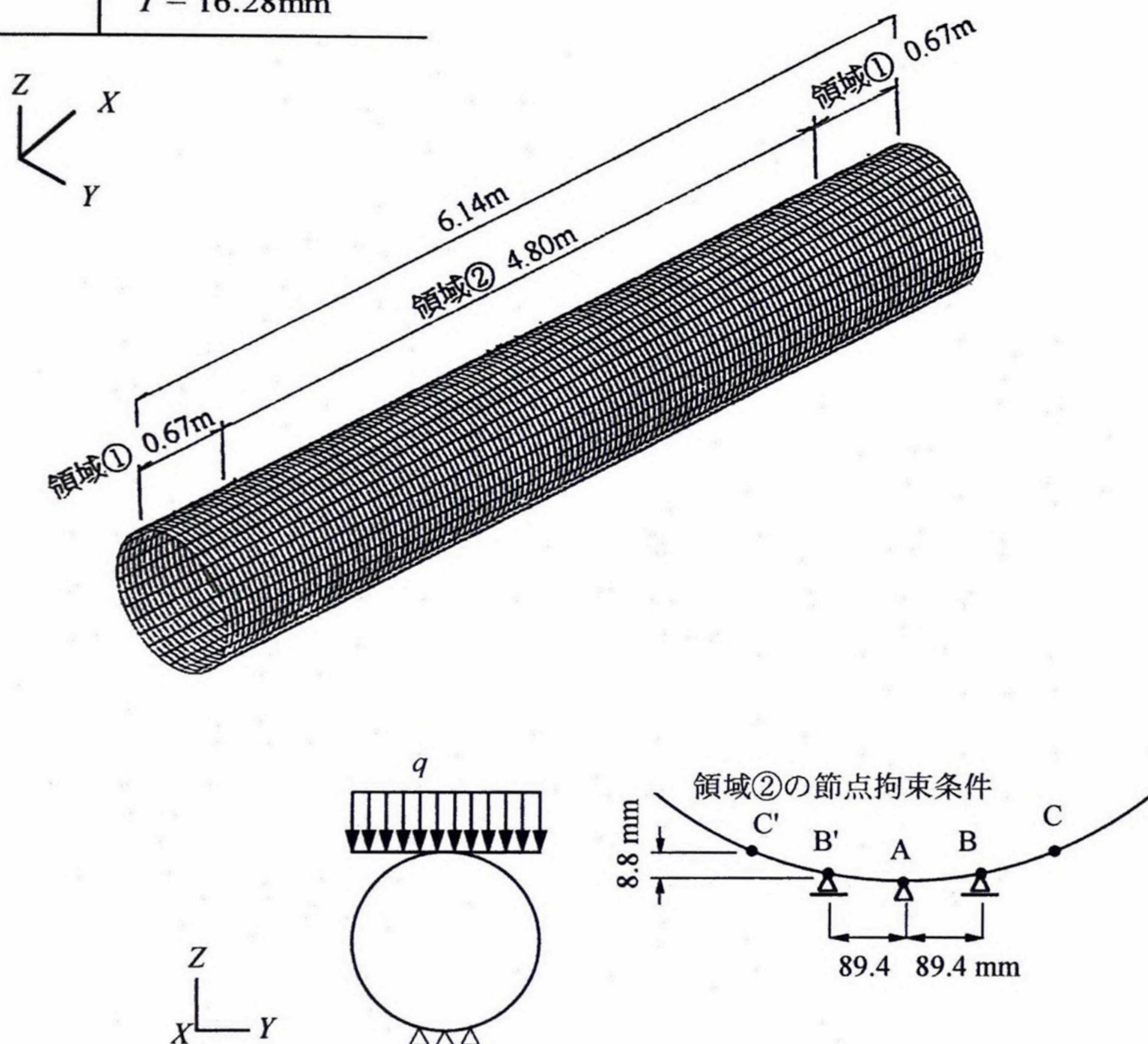


図-2.25 FEM 計算モデル

は全節点で拘束無しとした。なお、比較のため、領域②で管底の節点 A のみ、鉛直変位と水平変位をゼロとした計算も数ケース行ったが、領域①に大きな土圧を作用させると、管断面に生じる引張応力 σ^* の値が領域②の全域ではほぼ同じ値となり、かつ最大引張応力を生じる断面位置が管底のごく近傍となって、領域①と領域②の境界付近に存在する管底から少し離れた欠損部から管の破壊が始まったという推定と矛盾する結果となった。

b) 計算結果

図-2.26 に節点 A (管底) とその隣の節点 B の鉛直変位の軸方向分布を示す。図の横軸 X は継手位置からの距離を表し、右端のプロットの位置 ($X=3.07$ m) が管の中央である。領域①の鉛直変位量は微少であるが、節点 A (管底) は $n=1$ の場合を除くと全体に上向きに、また、節点 B は下向きに変位している。

図-2.27 (a), (b) は、管の内面と外面で生じた断面方向縁応力 σ_θ と軸方向縁応力 σ_x の最大値の分布を示したもので、いずれも引張りを正として表してある。これらはいずれも節点 B と C、および B' と C' に挟まれた管要素 (管底から $11.3^\circ \sim 22.5^\circ$ の範囲) の内外面で生じた。 σ_θ , σ_x とも、領域①②の境界の $X=0.67$ m でピークを示し、かつ領域①に作用させた土圧が大きいほど、値が大きい。また、 $X=0.67$ m における σ_θ と σ_x を比べると、常に σ_θ の方が σ_x よりもかなり大きい。

図-2.28 (a) は節点 B の鉛直反力の分布、図-2.28 (b) は3つの拘束節点 (A, B, B') の鉛直反力の和の分布を示す。両図とも、鉛直反力は $X=0.67$ m 地点で高い集中を示し、節点 B では領域①に作用させた土圧が大きいほど集中度合いが大きい。

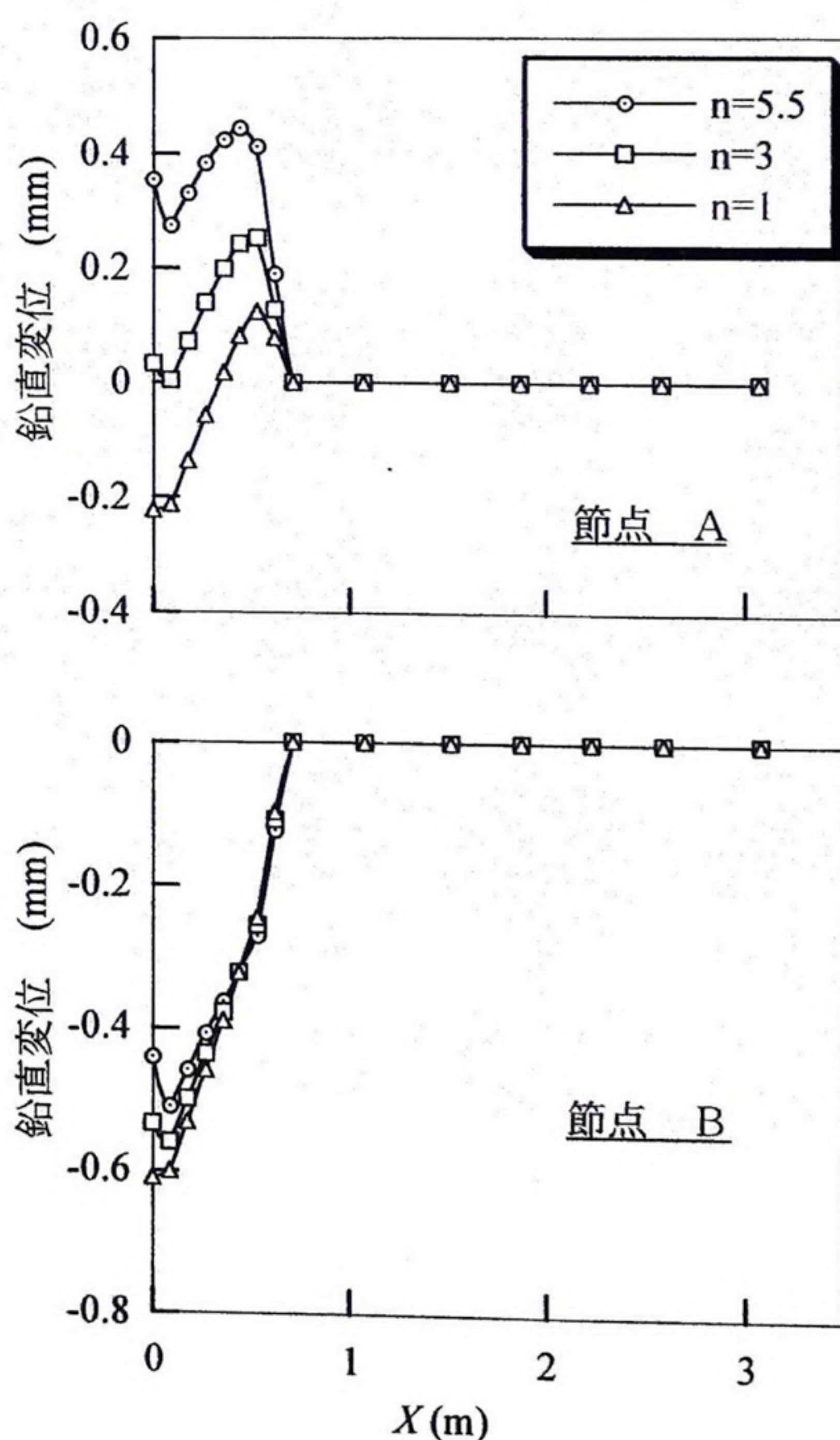
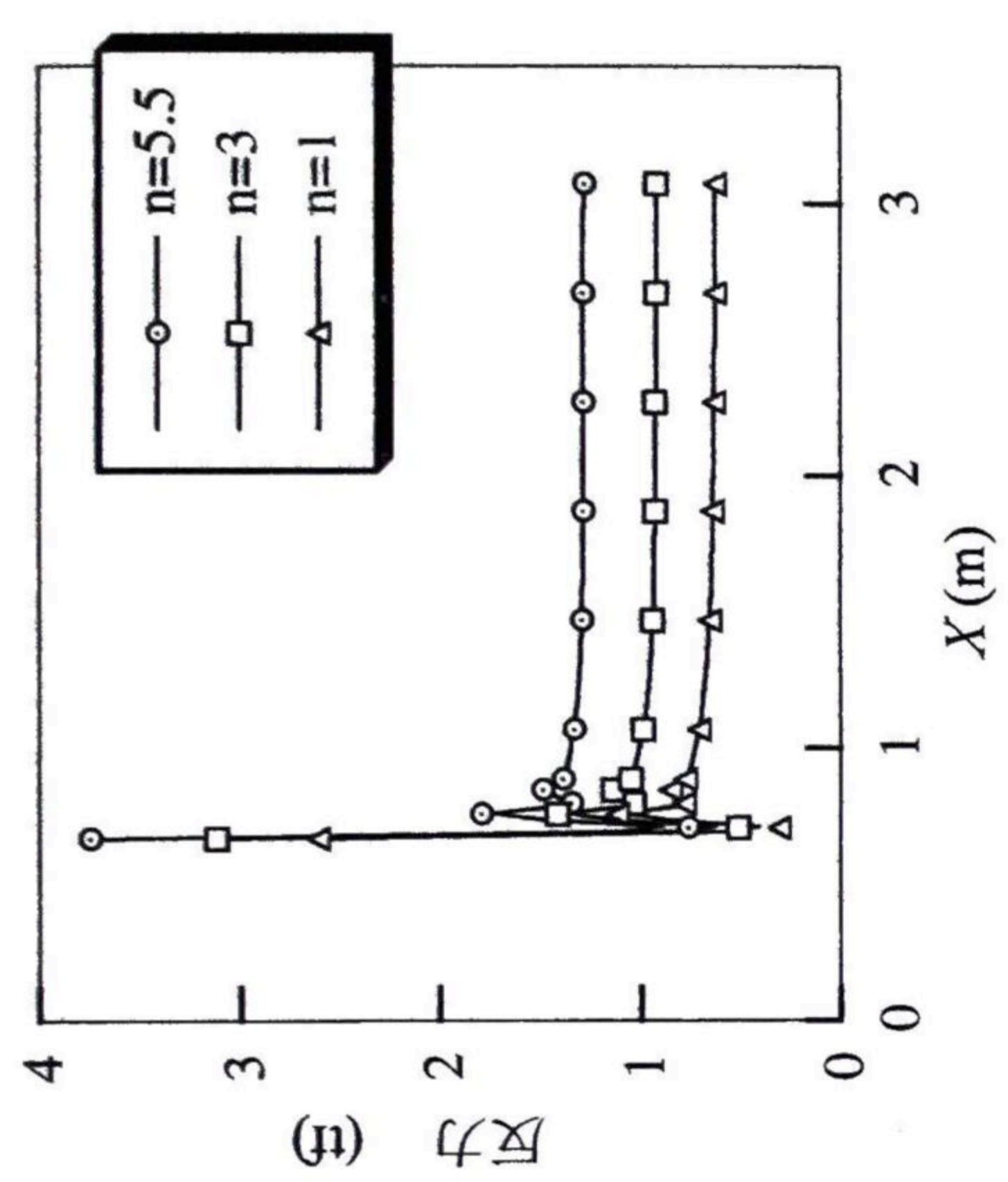
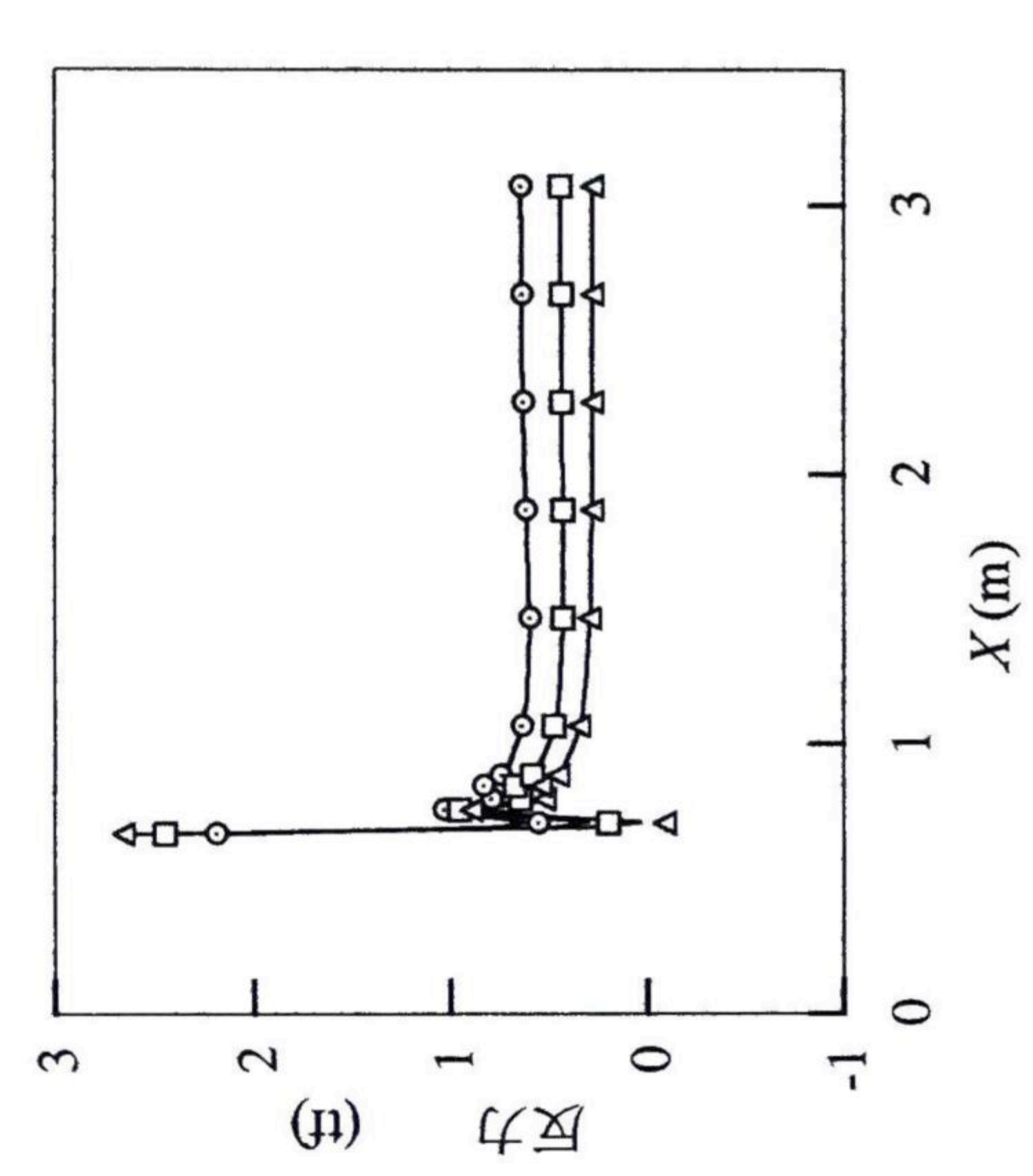


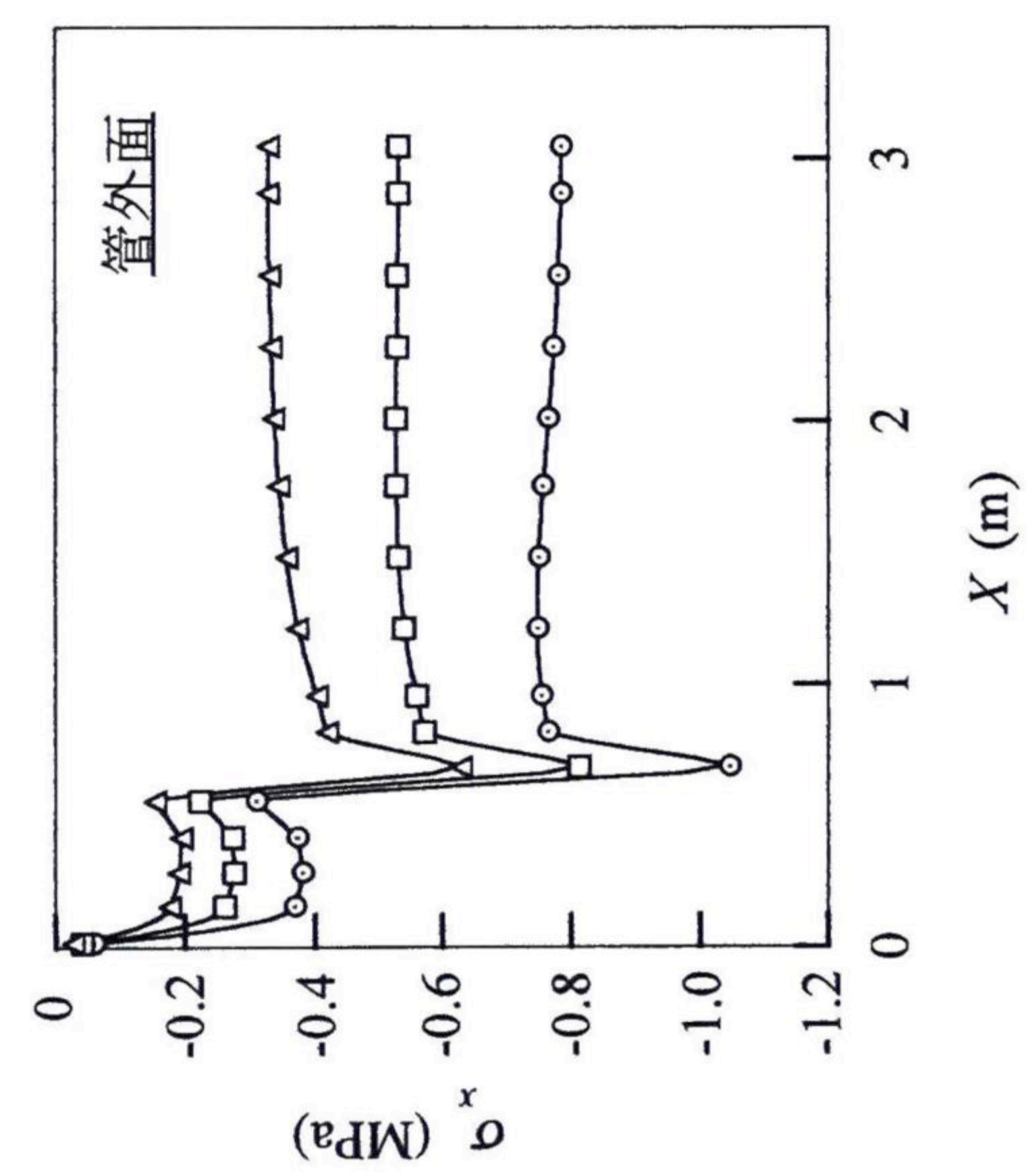
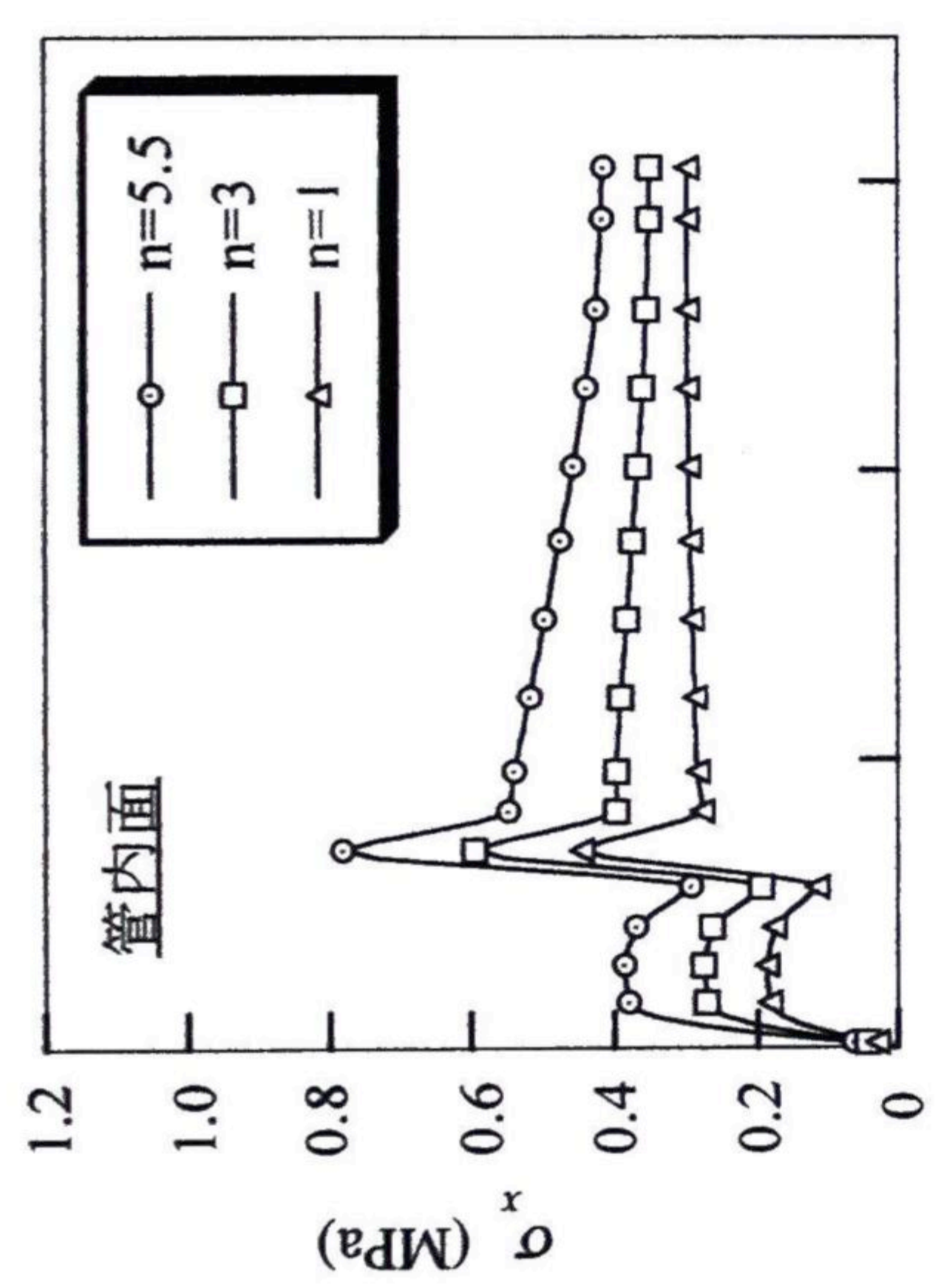
図-2.26 鉛直変位の分布



(a) 節点Bの反力

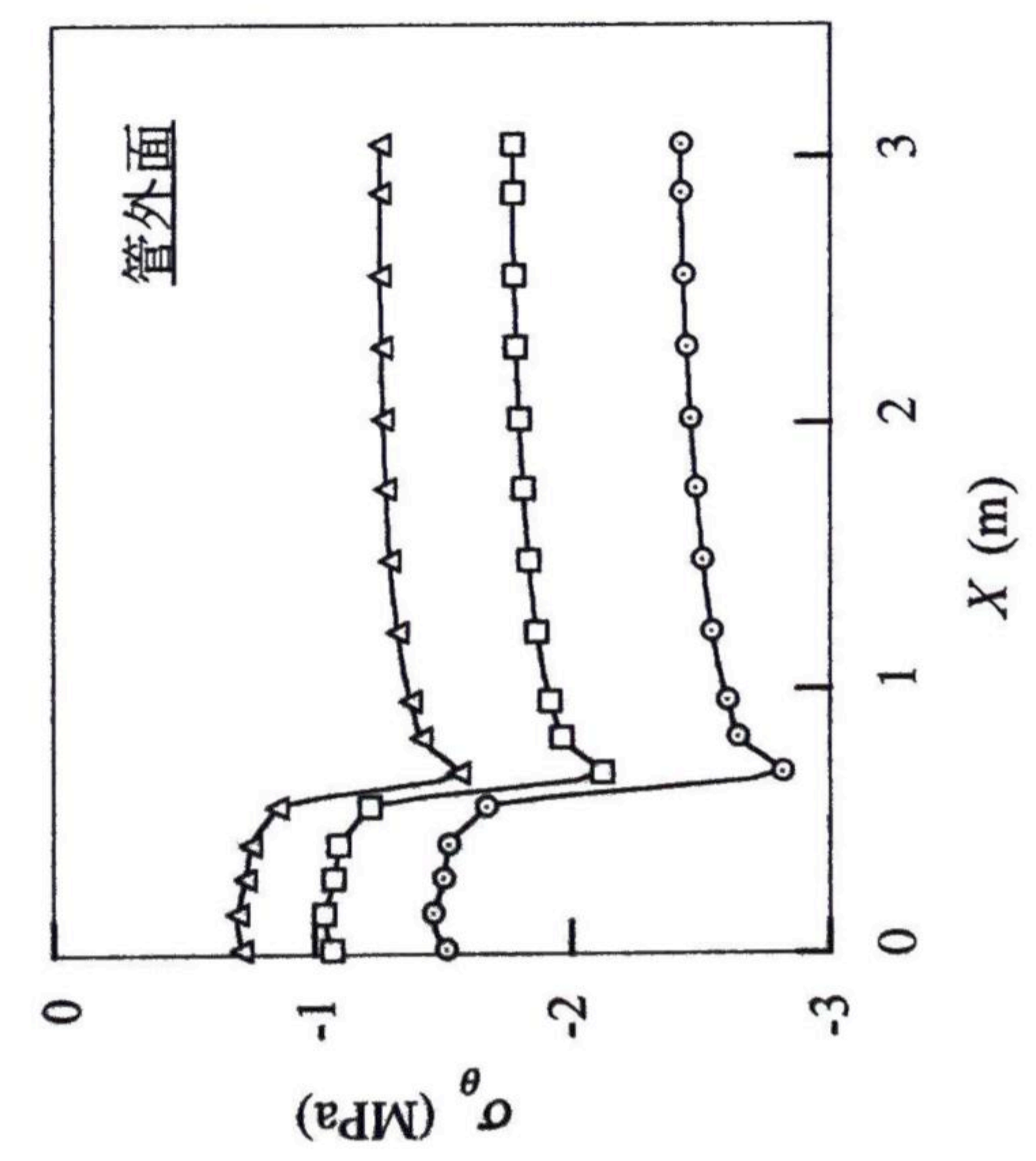
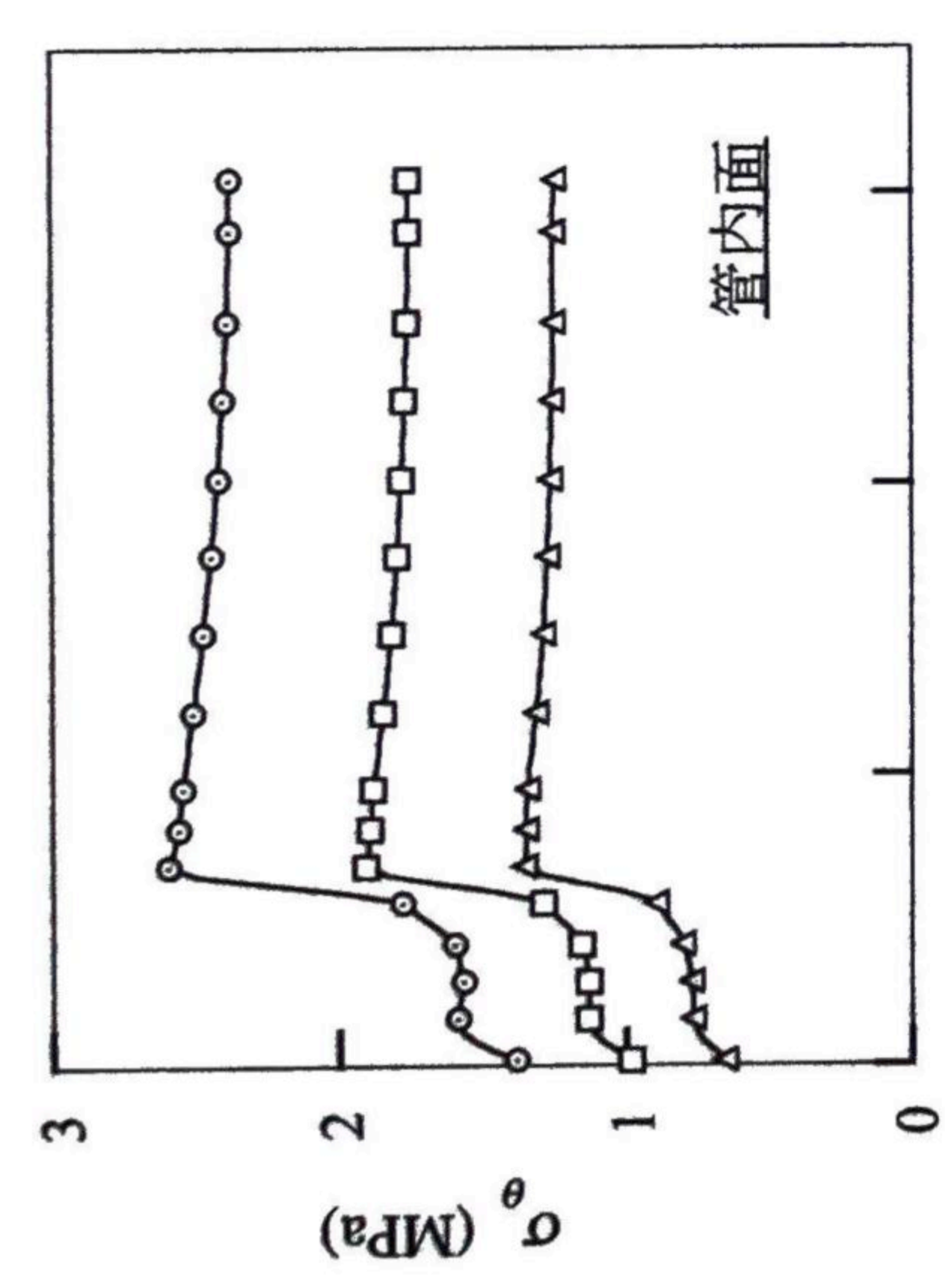


(b) 節点A,B,B'のTotal反力



(a) 断面方向縁応力 σ_θ

(b) 管軸方向縁応力 σ_x



(a) 断面方向縁応力 σ_θ

(b) 管軸方向縁応力 σ_x

図-2.28 節点反力の分布

図-2.27 断面方向縁応力と軸方向縁応力の最大値の分布

c) 破壊原因の考察

表-2.5にX=0.67 m地点の内外面の断面方向縁応力 σ_θ の値を示す。この σ_θ の値を用いて、管厚 t の断面に生じる最大引張り応力 σ^* を式(2.3)により計算した。

$$\sigma^* = [4M + \{16M^2 - 4t^2(N + \sigma_w t)^2\}^{1/2}] / (2t^2) \tag{2.3}$$

ここに、 $M=T^2/6 \cdot (\alpha_i - \alpha_o)/2$ 、 $N=\pi(\alpha_i + \alpha_o)/2$ 、 α_i と α_o はそれぞれ内外面の縁応力、 σ_w は内水圧 $p=4 \text{ kgf/cm}^2 (0.39 \text{ MPa})$ によって生じる引張り応力、 T は平均有効管厚(=16.28 mm)である。なお、 $\sigma_w t = pd/2t \cdot t = p(D-2T)/2$ である。

t として水道管の管底付近の平均有効厚 15.00 mm を採った時の σ^* の値、および管体の引張り強度 $\sigma_t=2330 \text{ kgf/cm}^2 (229 \text{ MPa})$ と σ^* の比、すなわち安全率 F_s を表-2.5に示す。領域①に最大の土圧5.5 μH を加えた場合の F_s は1.10となり、かなり1に近い。そこで、この荷重条件の場合に $\sigma^*=\sigma_t$ となるための有効管厚 t を逆算すると、 $t=14.30 \text{ mm}$ が得られ、この有効管厚は2.3.1(2)で述べた破壊した管体の腐食調査結果からみて十分あり得る値である。また、最大 σ^* を生じる位置は管底から11.3~22.5°離れた位置であり、破壊した水道管に存在した欠損部の位置とはほぼ一致している。さらに、 $t=14.30 \text{ mm}$ を用いて、2.3.2(1)の図-2.15に示す荷重条件でリングとしての圧壊に対する F_s を計算すると、1.26~1.22となり、やはり管はリングとしては破壊しない結果となった。

以上をまとめると、ここで示したFEM計算の結果は水道管の破壊状況を合理的に説明しており、この事故が2.2の事例と同様に、断面・管軸両方向の変形挙動の相互作用によって生じたことを明確にしている。

表-2.5 X=0.67mにおける断面方向縁応力 σ_θ 、
最大引張り応力 σ^* および安全率 F_s

n	σ_θ (MPa)		σ^* (MPa)	F_s
	内面	外面		
5.5	255	-276	209	1.10
3	187	-208	155	1.47
1	132	-154	112	2.04

2.4 まとめ

国道25号難波西口交差点と国道9号五条堀川交差点で発生した2件の水道管破壊の原因を、遠心実験と弾性FEM計算によって調べ、埋設管路挙動の実態を把握した。得られた主な結論は以下の通りである。

(1) 国道25号難波西口交差点の水道管破損事例

- ① 現地の状況から、管路は、他の埋設物の保護コンクリートを横断する形で、保護コンクリートの上に直接置かれており、地盤沈下により、保護コンクリートのエッジを支持点として回転していたと推定された。
- ② 管路を二次元リングと仮定した計算を行い、管にとってかなり厳しい荷重条件を与えても、管は破壊に至らないことを確かめた。
- ③ 地盤と管の相対沈下によって管に付加される土圧を与えた三次元FEM計算を、管底の一点で支持される条件で行ったところ、支持点に土圧が集中し、断面方向に大きな応力が発生して管が破壊に至ることが分かった。
- ④ 現場条件をシミュレートした遠心実験により、推定した破壊メカニズムの妥当性を定性的に確かめた。

(2) 国道9号五条堀川交差点の水道管破損事例

- ① 現場状況から、管路は硬質な基礎地盤に直置きされていたが、管路の継手部の下は溝掘りされて緩く埋め戻されたと推定された。
- ② 管路の継手部において、管路と地盤の相対沈下によって生じる土圧を遠心実験で求めたところ、最大で土被り圧の5.5倍の土圧が作用することが確かめられた。
- ③ 三次元弾性FEM解析により、溝掘り部に土被り圧の5.5倍の土圧を作用させ、硬質な基礎地盤部の管底付近の $\pm 22.5^\circ$ の範囲の鉛直変位を拘束する条件を与えたところ、硬質な基礎地盤と溝掘り部の境界付近に反力土圧が集中して管路が破壊するという実際の管路破壊状況をうまくシミュレートする解析結果を得た。

以上のように、これらの2件の水道管破損事例はいずれも、管路の軸方向と断面方向に働いた土圧に対する反力が管路の支持点に集中し、そこで両方向の変形挙動が連成したため、管路が断面方向に破壊したものであると結論される。

第3章 三次元模型を用いた遠心実験による埋設管路の力学挙動の定量化

3.1 緒 論

第2章の事例研究により、埋設管路の力学挙動の実態がかなり把握できた。そこで、本章では、地盤が不同沈下した時の埋設管路の力学挙動を正確に定量化するために実施した遠心実験について論じ、併せて、現行設計基準(ガス指針 1982)が採用している弾性床上の梁理論による管路の挙動予測と遠心実験の結果の比較を通して、弾性床上の梁理論の実際への適用性について考察する。

3.2 模型と実験方法

(1) 模型管路

図-3.1 と表-3.1 に、実験に用いた剛性の異なる2種類の模型管路を示す。いずれも硬質アルミ製(7075T6, $E=72500$ MPa, $\nu=1/3$, 弾性限界ひずみ $3000\ \mu$)で、長さは 59 cm , 外径は 2 cm である。表-3.1 に示した D , EI , W はそれぞれ管路の外径, 曲げ剛性, 単位延長当たりの重量を表し、添字の m と p が模型, 原型を示す。

図-3.1 に示すように、模型管路は表面が滑らかな半円筒形の受圧部(長さ 19.5 mm)を持つ土圧計 56 個、およびこれと同形式の管端受圧部(長さ 14.5 mm) 4 個を、長方形断面の内桁(幅 12 mm ×高さ $h4.5\text{ mm}$)の上下に合計 60 個固定して、外径 60 cm , 長さ 17.7 m の継手の無い円形長尺管路を $1/30$ に縮小模型化している。

実験では、内桁の両側に硬質アルミ製のチャンネルをボルトによって固定して剛性を高めた R 管路、および内桁にチャンネルをはめない F 管路の 2 本を用いた。模型管路に付した R と F は、剛性(Rigid, Flexible)の頭文字である。模型管路の曲げ剛性 EI_m は内桁の EI と一致し、表-3.1 に示す値となる。同表に示した原型管路の曲げ剛性 EI_p は、 $EI_p=n^4EI_m$ によって求められる。ここに n は遠心加速度/重力加速度($=30$)である。R 管路と F 管路の EI_p は、外径 D が 60 cm の実際の FRPM 管と uPVC 管の EI とほぼ等しい。なお、表-3.1 に示した W_p はこれらの実際の FRPM 管と uPVC 管の重量よりも 10 倍程度、また満水状態としても 2 倍程度大きく、測定鉛直反力土圧にはこの管路の自重分が含まれる。

土圧計は、H 型の細いアルミ製支柱によって、受圧部を内桁の上下に固定している。支柱の寸法は、ウェブの幅 2.5 mm ×長さ 4.5 mm , 板厚 0.75 mm (管路の上半分の土圧計) および 1 mm (管路の下半分の土圧計) である。この支柱のウェブ両面にひずみゲージ(東京測器研究所 FLG-02-23-LHT)を貼付して、遠心場で支柱に生じる軸ひずみと曲げひずみを測定し、これらの出力ひずみに校正係数を乗じて、受圧部に働く鉛直土圧の総量と管路軸方向に働くせん断土圧の総量を求めた。ただし、土圧計のうち 25 個では鉛直・せん断両土圧の総量を、また 18 個では鉛直土圧の総量のみをそれぞれ測定し、残り

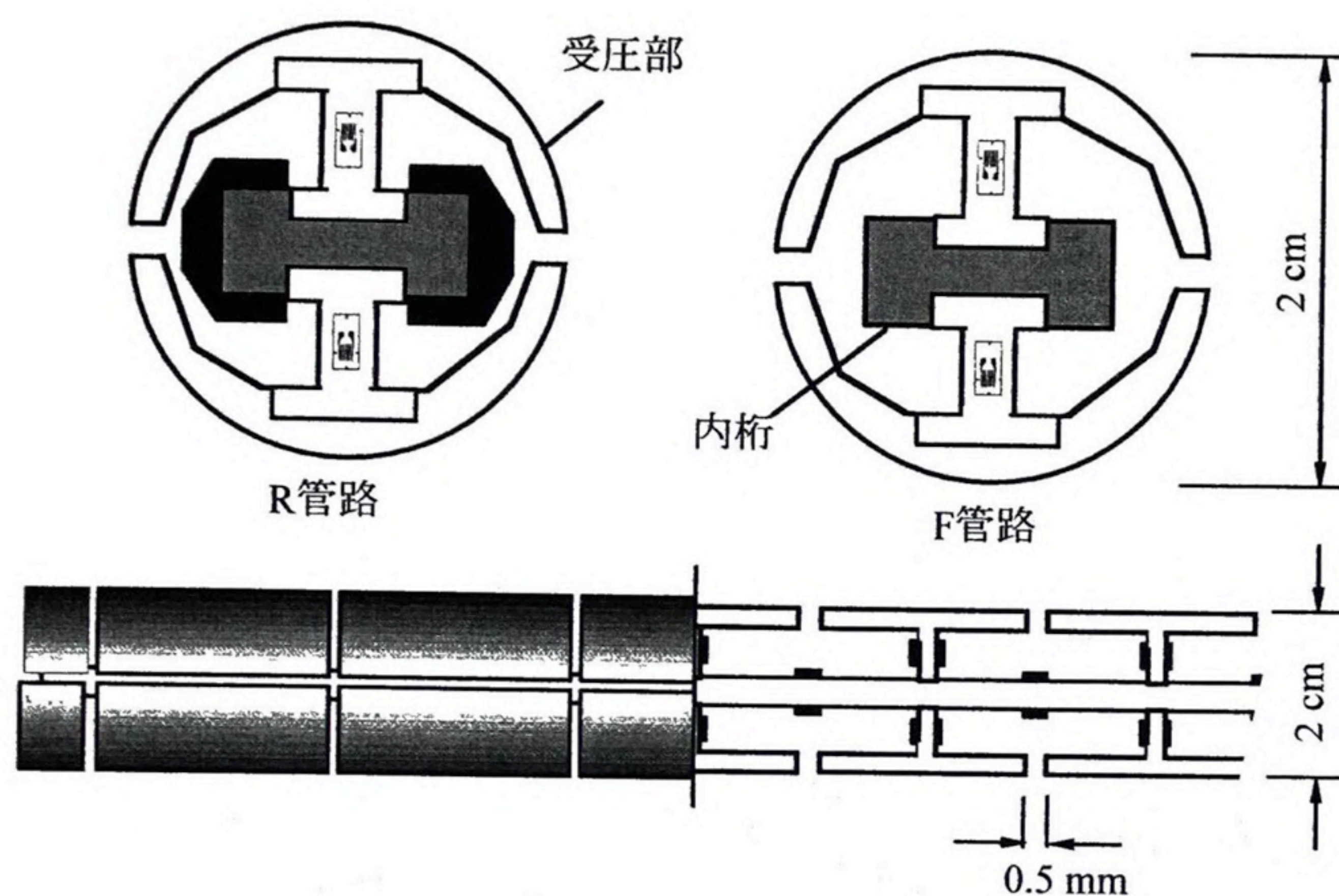


図-3.1 模型管路

表-3.1 模型管路の諸元

Pipe	D_m (cm)	EI_m ($N \cdot m^2$)	W_m (N/cm)	D_p (cm)	EI_p ($MN \cdot m^2$)	W_p (N/cm)
R	2	28.0	0.067	60	22.7	60
F	2	5.9	0.057	60	4.81	51

(mとpはそれぞれ模型，原型を表す)

は管体を構成するダミー部材とした。土圧計の受圧部の周囲には 0.5 mm の隙間をあけ、土粒子が噛み込まないようにテープで覆った。なお、今回の実験条件の範囲では、内桁の曲げ変形によって、この受圧部とおしの隙間が閉じて、受圧部が互いに接触することはない。すなわち、内桁の曲げによって受圧部とおしの隙間 0.5 mm が閉じたと仮定した場合、内桁の曲率半径は 40 cm、外径 2 cm の円管に生じる縁ひずみは 2.5%，これに対して、今回の実験で得られた管路の縁ひずみは最大で 1%程度に留まっている。また内桁に生じた曲げひずみも最大 $1\%/4.44 \div 0.23\% = 2300 \mu$ 程度で内桁の弾性範囲にあり、問題ない。

土圧計の校正係数は、重力場において、鉛直方向と軸方向の集中荷重を受圧部の中央に別個に载荷して求めた。そして、測定した土圧総量を受圧部の鉛直投影面積、ならびに受圧部の表面積でそれぞれ除して、管路の上半分に働く平均鉛直土圧 p_v 、管路の下半分に働く平均鉛直反力土圧 p_r 、および管路の上、下半分に働く平均せん断土圧 τ_U と τ_L を求めた。

土圧計の支柱の寸法は、数本の試作模型管路を用いて行った予備実験の結果から、 p_v と p_r の最大値を350 kPa, 500 kPa, および τ_U と τ_L の最大値をそれらの1/50である7 kPa, 10 kPaとそれぞれ推定し、これらを受圧部に均等に働かせた時、①支柱の軸ひずみと曲げひずみの出力がそれぞれ500 μ , 1500 μ 程度あること、ならびに② τ_U と τ_L によって生じる受圧部の最大たわみ量が受圧部どおしの隙間0.5 mmの1/10以下となるという2つの条件から決定した。

内桁の20箇所の上下面には、ひずみゲージ(東京測器研究所FLA-2-23-LH)を貼付し、遠心場で内桁に生じる曲げひずみの分布を測定した。そして、曲げによって外径 $D=2$ cmの円形管路に生じる縁ひずみ ε を、測定曲げひずみに4.44(=管路外径 D /内桁の高さ $h=2$ cm/0.45 cm)を乗じて求めた。管路の鉛直変位 δ_p の分布は、この縁ひずみ ε を、管路両端の鉛直変位量 δ_p^* を境界条件として管軸に沿って積分して求めた。

(2) 模型と実験方法

a) 実験装置

図-3.2に模型と実験装置を示す。模型は、左端を対称軸として、原型地盤の半分を1/30に縮小模型化している。実験容器の左側の底板(長さ10 cm, 原型で3 m)が不動床に、また容器の右側の底板(長さ49 cm, 原型で14.7 m)が降下床になっている。すなわち模型は、局所的に不動地盤(延長6 m)があり、その周囲の地盤が全て沈下する状況をシミュレートしている。

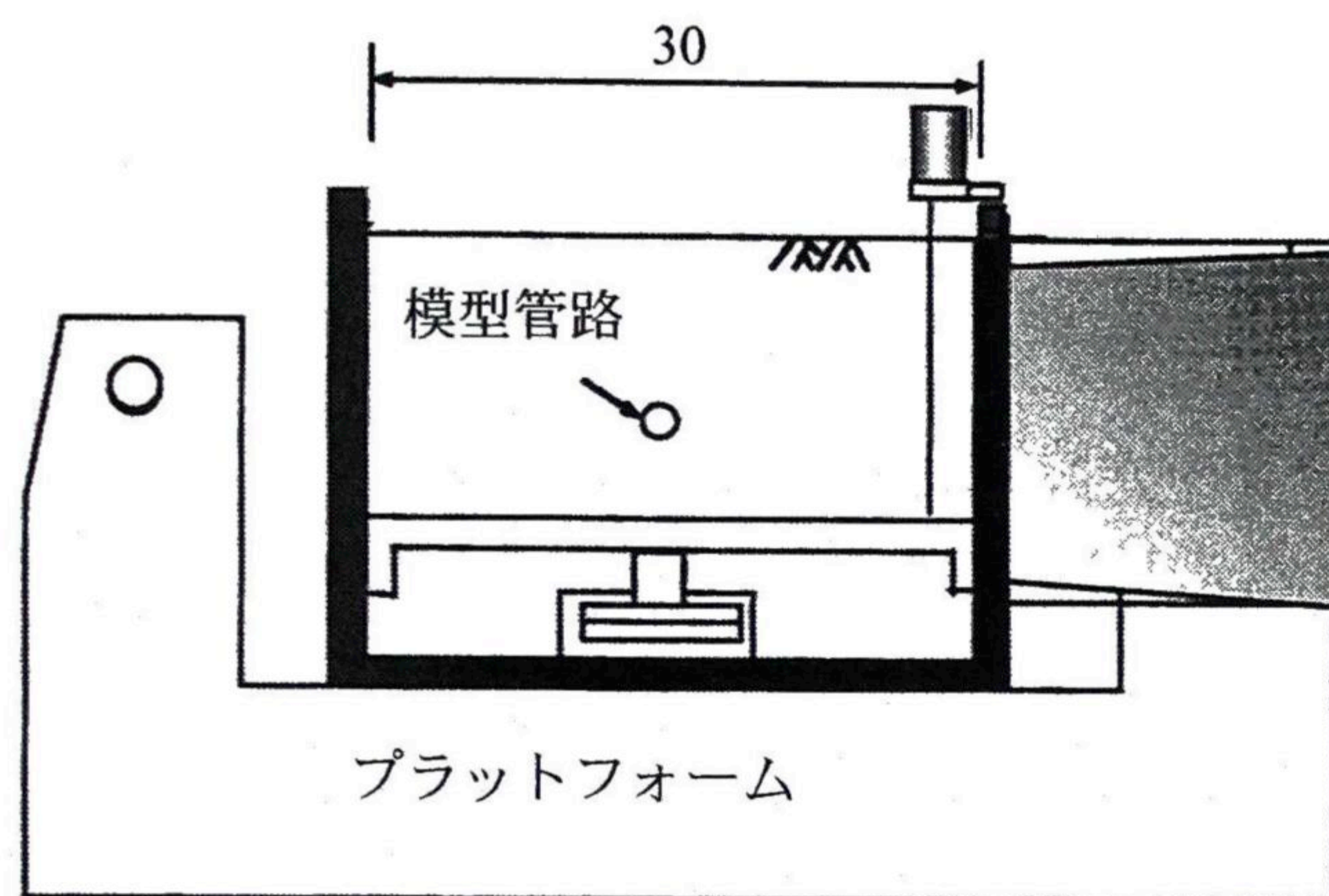
実験容器は硬質アルミ製で、内寸法は長さ59 cm×幅30 cm×高さ20.5 cmである。実験容器の片方の側板の一部は強化ガラスとし、45°の角度で側板に固定した鏡を介して地盤変形を観測した。実験容器の内壁には、土との摩擦を軽減するため、0.2 mmのゴム2枚とシリコングリースによってリュブリケーションを施した。

模型管路が地盤の変形に追従して鉛直方向にスムーズに変位できるように、実験容器の左右の側壁に鉛直方向に凹形の溝を設け、この溝に、模型管路の両端に取り付けた管端パーツ(図-3.3)を、摩擦軽減用のニードルベアリングを挟んで嵌め込んだ。また、管端パーツから突出した円筒の内径は、模型管路の外径よりもごくわずかに大きく仕上げ、この円筒に模型管路の管端受圧部を挿入することによって、模型管路両端の回転を拘束した。さらに、左端では模型管路の管端受圧部と管端パーツの円筒をボルトで固定して水平変位をゼロにし、右端ではこの固定はせずに模型管路が水平に変位できるようにした。管端パーツの重量は、錘により相殺した。

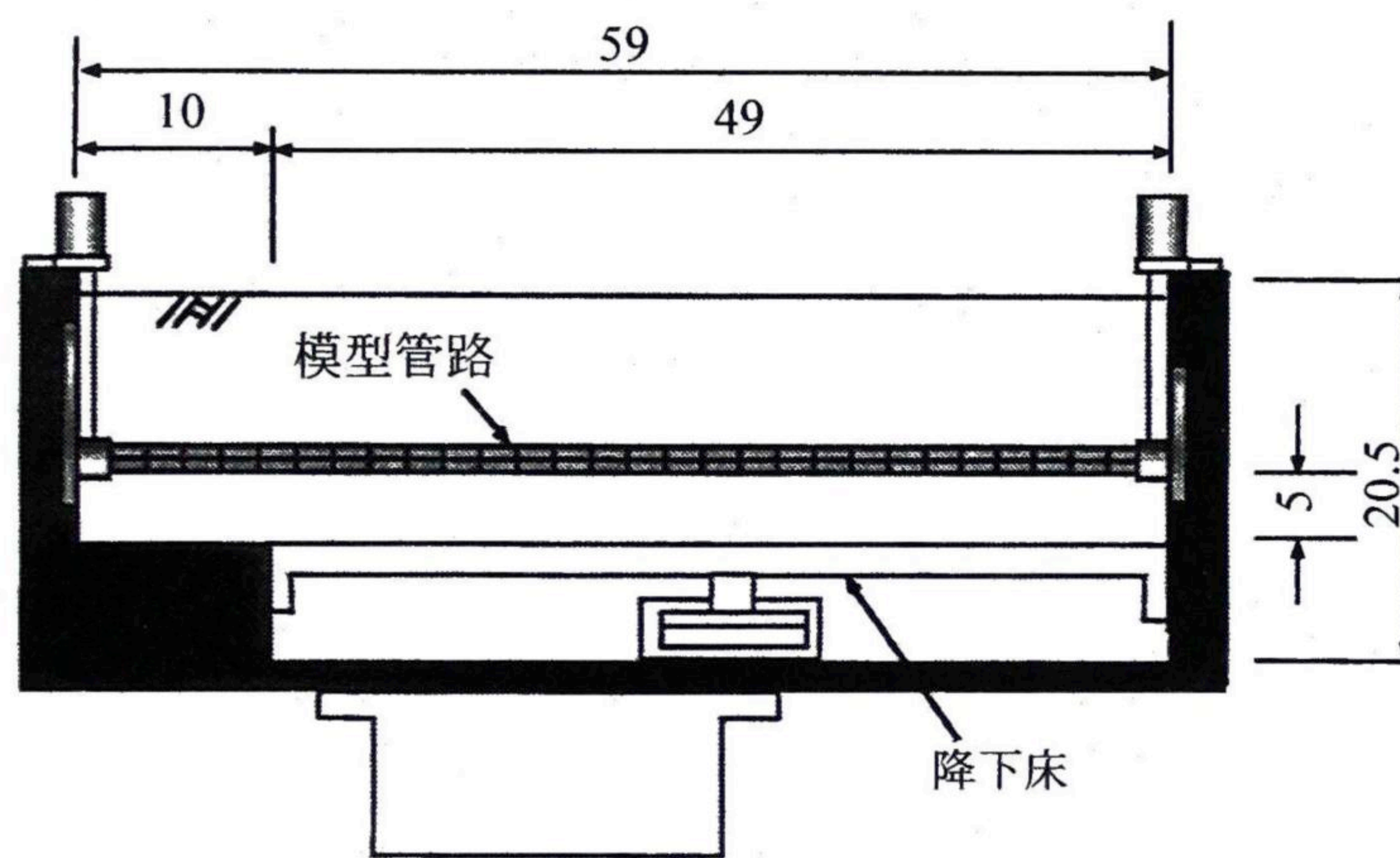
降下床の鉛直変位量 s 、および管路両端の鉛直変位量 δ_p^* は、降下床および管端パーツから0.3 mmのピアノ線を上方に伸ばし、実験容器に取り付けた片持ち梁式変位計と接続することによって測定した。

b) 地盤材料と模型地盤の作成

地盤材料は、乾燥砂、まさ土、シルト質砂の3種類の砂質土を使用した。以下、これらの地盤材料を細粒分含有率を指標として、S0, S16, S30と呼称する。乾燥砂(S0)は、模型地盤作成の際、締固めが不要な落下法の採用によりデータの再現性が確保しやすいという理由から選んだ。まさ土(S16)は実施工で埋戻し土として一般に用いられるという理由から、またシルト質砂(S30)はまさ土よりも細



(a) 正面図



(b) 側面図

図-3.2 模型と実験装置

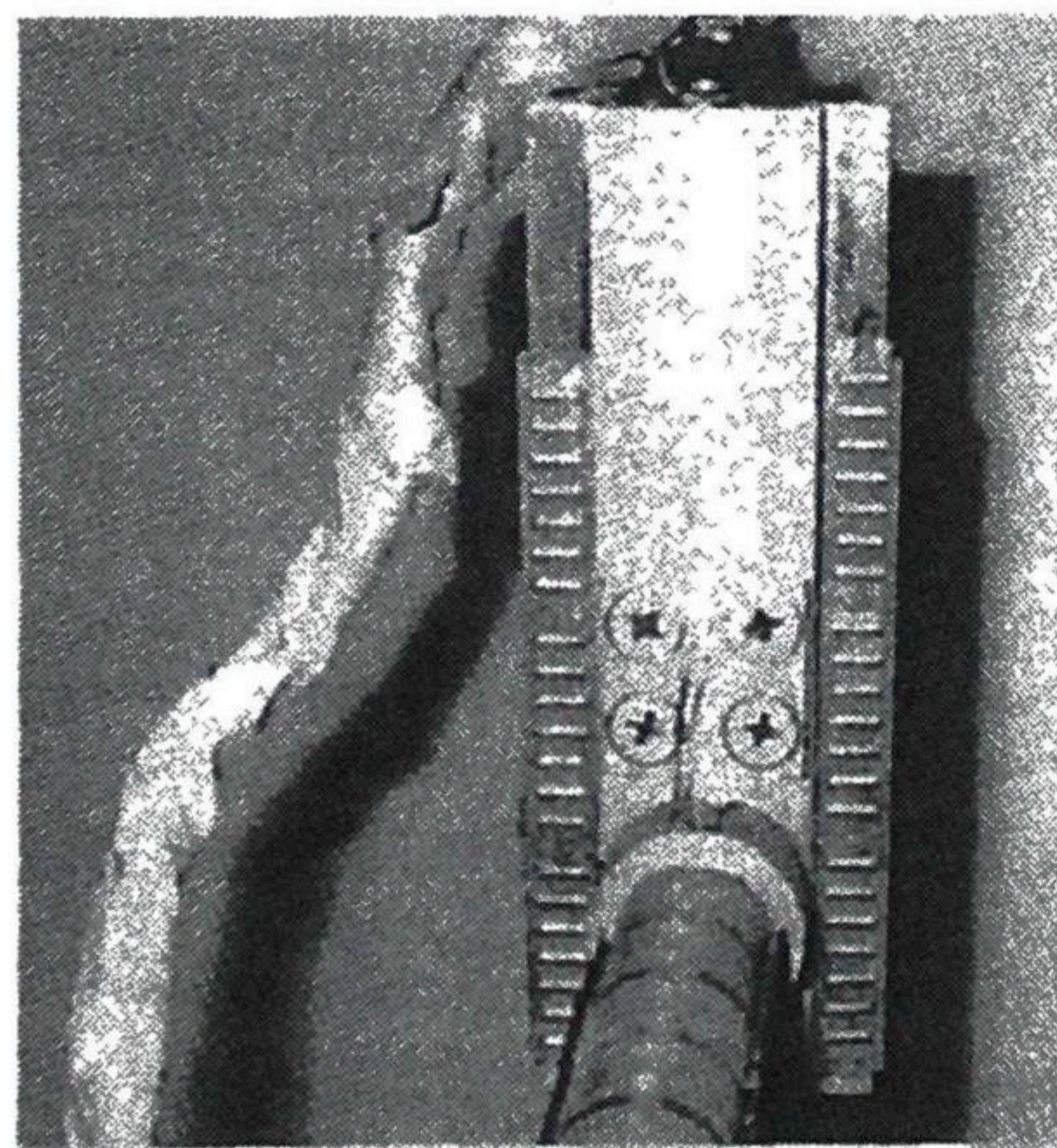


図-3.3 管端パーツ

粒分含有率が大きい材料として、それぞれ選定した。地盤材料の性質を表-3.2に示す。同表の地盤材料名に付したD, M, Lは、密度(Dense, Medium dense, Loose)を表す頭文字である。

模型地盤の作成は以下のように行った。S0地盤の場合、容器底と管路底の距離 H_b が5 cm(原型で1.5 m)になるように、模型管路を容器にセットし、口径1 cmの漏斗を用いてS0D地盤では高さ50 cmから、またS0L地盤では高さ1 cmから、気乾状態のS0を落下させた。管路下部の砂詰めには反射板を用いた。なお、反射板を用いたことによって生じる地盤の不均質性は模型を30 g場に置いた時に測定される鉛直反力土圧のばらつきとして顕在化するが、データにはそのようなばらつきは見られなかった。次に、S16地盤とS30地盤の場合、 w を10 %, および12 %にそれぞれ調整したS16とS30を、仕上がり層厚1~2 cmで下方から $H_b=5$ cmの厚さになるまで順次締固めた後、その上に仕上がり層厚1 cm分の土を平らに敷き、半径1 cmの半円スペーサーを取り付けた平板を置いて打撃により地盤面に半円形の溝を作り、これに模型管路をぴったり嵌め込んでから、仕上がり層厚1~2 cmで地表面まで締固めた。これらの仕上がり層厚は、今回のように c_ϕ 材料を締固めて模型地盤を作成する際、仕上がり層厚を2 cm以下にすると、地盤が比較的均一になるという経験則に基づいて決定した。

また、模型地盤は均一な砂質土地盤とした。この理由は以下の通りである。埋設管路は通常、開削工法で築造された溝に設置され、砂質土で埋め戻される。この場合、管路の挙動に対する影響要因は、地盤条件に関連するものに限っても、埋戻し土・地山両者の種類と状態、溝の幅と深さ、基礎の種類、舗装の有無、舗装種別など多種多様である。今回の実験で模型地盤を均一としたのは、現象を把握するためにできるだけシンプルな地盤条件を設定したもので、その際、土の種類としては管路施工で埋め戻し土として通常用いられる砂質土を選んだわけである。

表-3.2 地盤材料の性質

Soil	G_s	U_c	ρ_{dmax} (g/cm ³)	ρ_{dmin} (g/cm ³)	ρ_d (g/cm ³)	w (%)	c_d (kPa)	ϕ_d (°)
S0L	2.65	1.8	1.58	1.32	1.43	0	0	37
S0D					1.55		0	43
S16L					1.50		9	38
S16M	2.71	70	1.92	1.37	1.60	10	14	38
S16D					1.70		23	38
S30L	2.67	115	1.86	1.18	1.50	12	29	32
S30D					1.70		45	32

c) 実験方法

実験方法は、大阪市立大学所有の遠心装置 (Mark-5, 公称半径 2.56 m, 最大遠心加速度 200 g) のアーム先端に取り付けたプラットフォームに実験容器を載せ、遠心装置を回転させて模型に遠心加速度 30 g を加え、降下床を支えておいた油圧シリンダーの油圧を抜いて、降下床を 0.7 mm/min の一定速度で下げ、模型地盤に不同沈下を生じさせた。床の降下量は最大 2 cm である。床降下中は、模型管路に働く土圧、管路内桁に生じる曲げひずみ、管路両端の鉛直変位量、ならびに床の降下量を測定するとともに、写真撮影を行って地盤変形を捉えた。

d) 実験条件とケース数

実験の種類と条件は、S16 地盤と R 管路を用いる実験を基準実験として、表-3.3 に示すように選んだ。すなわち、S16 地盤で R 管路を用いる基準実験は、土被り高 H を $H=4, 6, 8$ cm ($H/D=2, 3, 4$) の 3 通り、地盤密度を $\rho_d=1.50, 1.60, 1.70$ g/cm³ の 3 通りにそれぞれ変えて 9 ケース実施した。それ以外の条件の実験は数を減らし、S16 地盤で F 管路を用いる実験は 4 ケース、S0 地盤と S30 地盤で R 管路を用いる実験は 4 ケース、同じ地盤で F 管路を用いる実験は 1 ケース行った。全実験数は 23 である。なお、実験はいずれも容器底と管路底の距離 H_b が 5 cm の条件で行ったが、 H_b を 10cm にした数ケースの実験との比較から、両者の実験結果に大差がないことを確かめている。 H_b が異なっても実験結果に大差を生じなかった理由については 3.4 (1) を参照されたい。

表-3.3 実験条件

Soil	密度	管路	H/D
S0	Dense · Loose	Rigid	2 · 4
S0	Dense	Flexible	2
S16	Dense · Medium · Loose	Rigid	2 · 3 · 4
S16	Dense · Loose	Flexible	2 · 4
S30	Dense · Loose	Rigid	2 · 4
S30	Dense	Flexible	2

3.3 不同沈下が惹起する埋設管路の力学挙動

本節では、床の降下量 s の増大に伴う測定結果の変化を示し、地盤の不同沈下によって生じる管路の力学挙動の非線形性について述べる。測定結果はいずれも原型換算で表す。

(1) 床の降下量 s の増大に伴う測定結果の変化

図-3.4 (a) ~ (e) に、S16D 地盤、 $H/D=4$ 、R 管路の場合を例にとって、床の降下量 s の増大に伴う測定結果の変化を示す。なお、ここで示した測定結果の変化傾向は他の実験でも同様であった。

測定データはいずれも、管路の左端を原点にとった原型管路の延長 x に対する分布として、原型換算で表した。各測定データの記号と符号は、以下のように定めた。管路の上半分に働く鉛直土圧 p_v と下半分に働く鉛直反力土圧 p_r (図-3.4 (a)) は下向きに働く場合を、また管路の上半分に働くせん断土圧 τ_U と下半分に働く τ_L (図-3.4 (b), (c)) は左向きに働く場合を、いずれも正とした。円形管路に生じる縁ひずみ ε (図-3.4 (d)) は管路の上側が引張りの場合を、また管路の鉛直変位量 δ_p (図-3.4 (e)) は沈下の場合をそれぞれ正とした。図-3.4 から以下のことが分かる。

a) 不動地盤側の鉛直土圧 p_v と p_r

不動地盤側 ($x < 3\text{m}$) では、 p_v は最も左の測点を除いて、床の降下が始まるとすぐにゼロまで減る。 p_r は、不動、沈下両地盤の境界 ($x = 3\text{m}$) に近い不動地盤側で強い集中を示し、 s の増大につれて集中度合いが著しく強まる。

b) 沈下地盤側の鉛直土圧 p_v と p_r

沈下地盤側 ($x \geq 3\text{m}$) の p_v は、床の降下が始まる前 ($s = 0\text{cm}$) では土被り圧 (=44 kPa) に近いが、床の降下が始まると、中央にピークを持つ二等辺三角形に近い分布形を示す。 s の増大につれて、 p_v のピークは値を増やしながら右方向に移動する。その結果、 p_v が集中する領域は s の増大につれて広がる。なお、 $s = 36\text{cm}$ の時点で p_v の増加はほぼ止まり、 s がさらに大きくなっても p_v はほとんど増えない。 $s = 36\text{cm}$ 時点で測定された p_v のピーク値は、土被り圧のほぼ5倍に相当し、かなり大きい。また、いずれも s の時点でも p_v のピークは、後述 (4章) する二次元引上げ遠心実験で得られた引上げ抵抗土圧の1.5倍程度となり、著しく大きい (この理由は4章で考察する)。 p_v の集中領域のすぐ右側では、 p_v が少し減る。

つぎに、 p_r は、 p_v の集中領域でゼロとなり、 s の増大につれてその範囲が広がる。また、 p_v の集中領域の右側では、 p_r は若干集中する。

c) せん断土圧 τ_U と τ_L

τ_U と τ_L は、模型管路の受圧部表面を実際の管路に合わせて滑らかに仕上げているため、 p_v と p_r に比べて一桁以上小さい。 s が増えても τ_U はほとんど変化しない。一方、 τ_L は、 s が増えると、不動地盤側 ($x < 3\text{m}$) で左方向に、また不動、沈下両地盤の境界 ($x = 3\text{m}$) のすぐ右で右方向にそれぞれ向きを変え、そこで地盤に引張りクラックが生じたことを示す。このことは、後述する地盤変形 (図-3.6 (a) (b)) から確認できる。

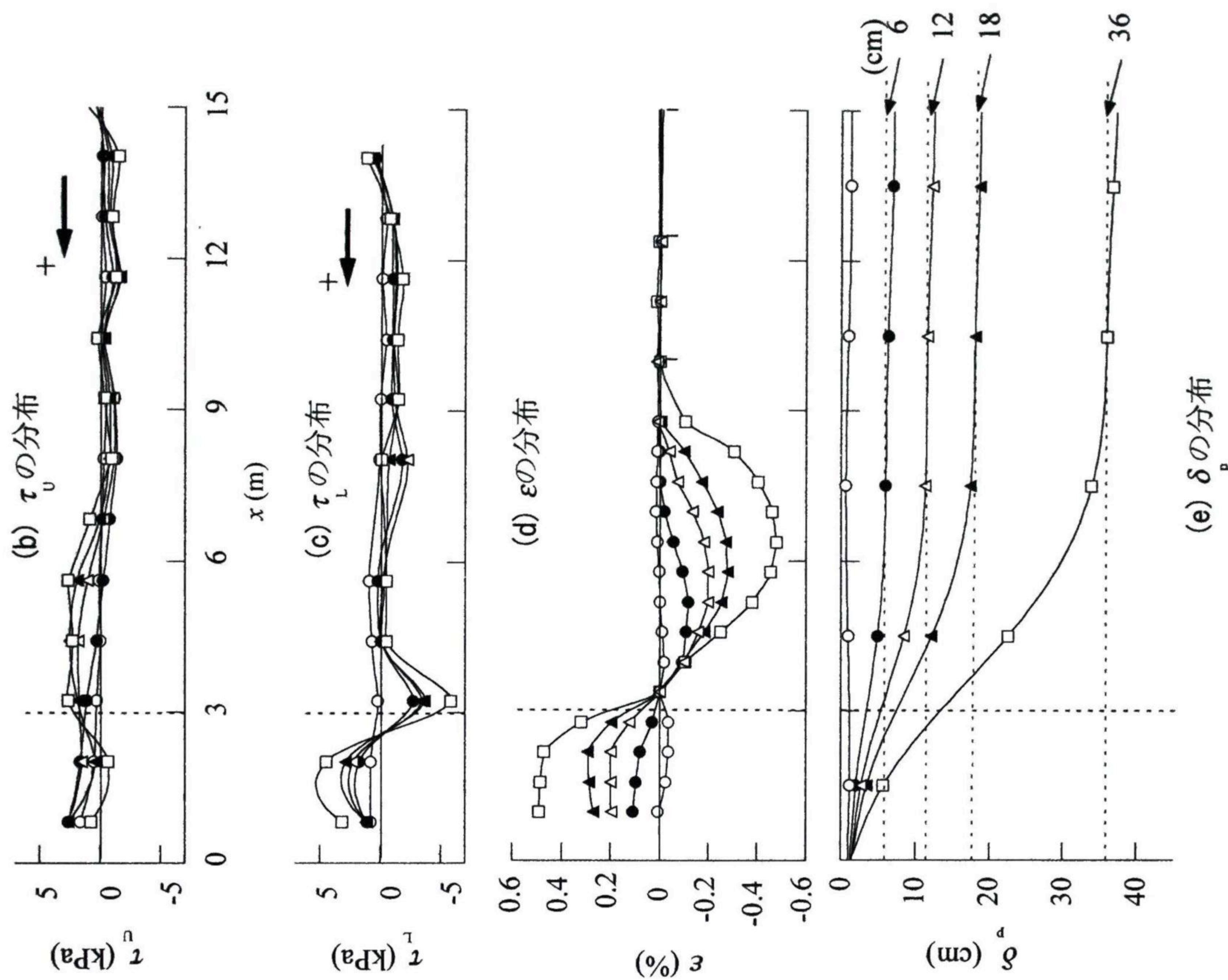
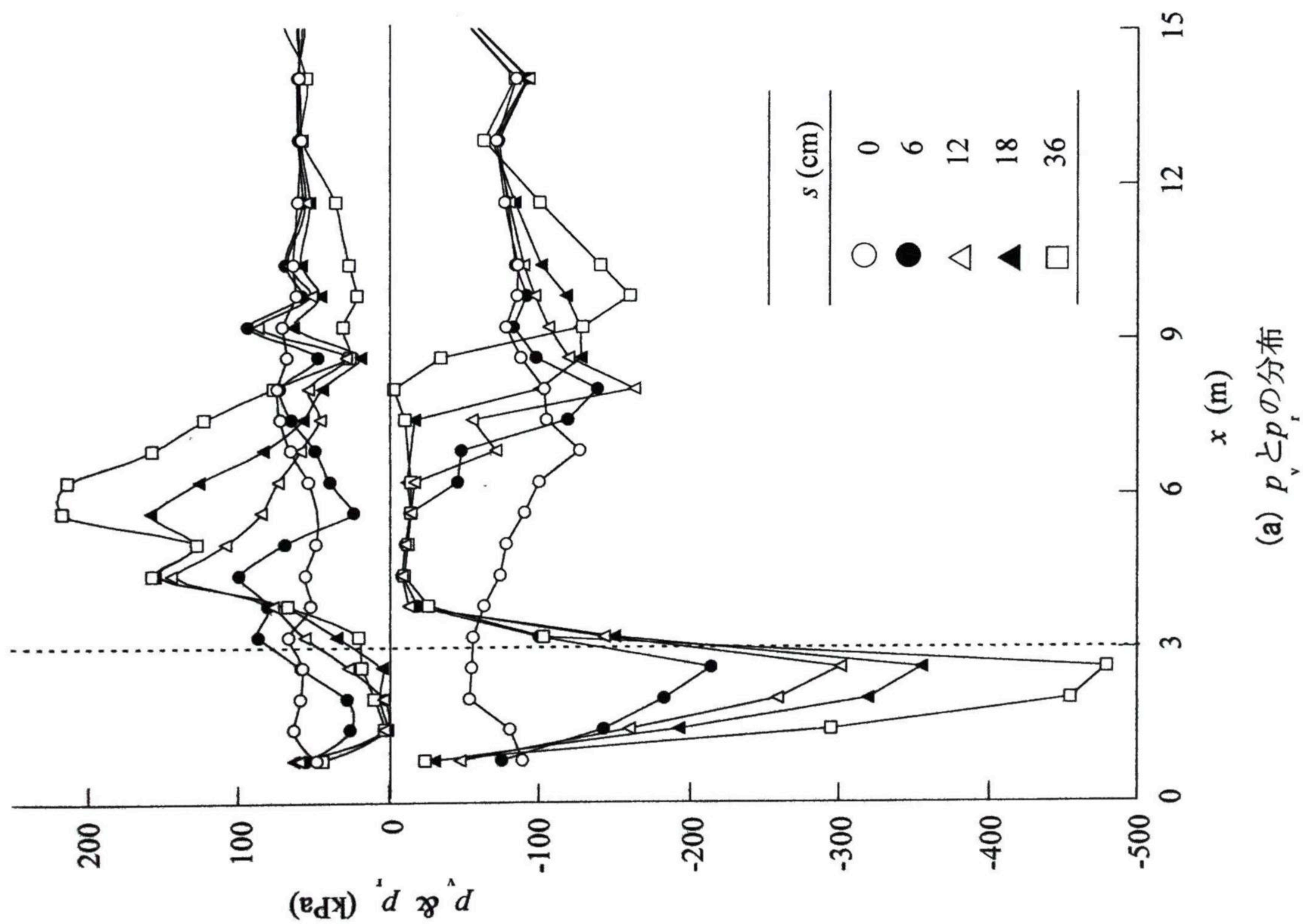


図-3.4 床の降下量 s の増大に伴う測定結果の変化 (S16D地盤, $H/D=4$, R管路)

d) 円形管路の縁ひずみ ε

ε の符号は、不動地盤側($x < 3$ m)で正、沈下地盤側($x \geq 3$ m)で負となる。 ε が負となる領域の範囲は、 s の増大につれて広がる。

e) 管路の鉛直変位量 δ_p

不動地盤側($x < 3$ m)の δ_p は s の増大につれて増える。後述(3.4(1))するように、不動地盤は s が増大してもほとんど沈下しないので、 s の増大につれて管路は地盤に次第に強く押し込まれる。また沈下地盤側($x \geq 3$ m)では、 δ_p が s とほぼ一致するまでの領域($3 \text{ m} \leq x \leq 6 \sim 9 \text{ m}$)では $\delta_p < s$ となる。すなわち、この領域では、管路が地盤に対して相対的に浮き上がり、 s の増大につれて浮き上がり量が増える。

(2) 土圧・変形挙動の非線形性

図-3.4の測定結果を用いて、 p_v の最大値 p_{vmax} と p_r の最大値 p_{rmax} 、ならびに縁ひずみの最大値 ε_{max} が床の降下量 s の増大につれてどう変化したかを示したものが図-3.5(S16D地盤、 $H/D=4$ 、R管路の場合)である。図-3.5の各図において、正側のプロットが p_{vmax} と不動地盤側の ε_{max} を、また負側のプロットが p_{rmax} と沈下地盤側の ε_{max} をそれぞれ表す。同図の4本の直線は、3.6(1)で述べる現行設計基準(ガス指針)に基づく予測値である。全てのデータは s が増すにつれて増大するが、次第に一定値に収束する傾向を示す。すなわち、地盤の不同沈下の増大に伴う管路の土圧と変形挙動の変化は非線形である。また、図-3.14(後述3.6(2))はS16D地盤、 $H/D=2$ 、R管路の場合である。

次に、沈下地盤側で p_{vmax} を生じた位置は、図-3.4(a)に示したように s の増大につれて右側に移動しているが、その位置における管路・地盤の相対変位量($=\delta_p-\delta_g$)はほぼ $0.2s$ に等しく、 p_{vmax} を生じた位置の相対変位量は s の増大につれて線形的に増えていることが分かった。したがって、図-3.5(a)に示した s の増大に伴う p_{vmax} の非線形的変化とみなしてもさしつかえない。ただし、管路・地盤の相対変位量は不動、沈下両地盤の境界である $x=3$ m付近で最大になっているにもかかわらず、そこでは図-3.4(a)に示したように p_v の値はごく小さく、 p_{vmax} は生じていない。すなわち、 p_{vmax} の顕著な集中(図-3.4(a))や p_{vmax} の非線形挙動は、相対変位量の大小や s の増大に伴う相対変位量の非線形的変化によってもたらされたものではないので、これらを生じさせる別のメカニズムが存在すると考えるべきである。このメカニズムについては次節で検討する。

3.4 埋設管路の力学挙動の発現メカニズム

ここでは、不同沈下によって地盤中に三次元アーチが発生することを観察結果に基づいて示し、これが管路の力学挙動に及ぼす影響について述べる。

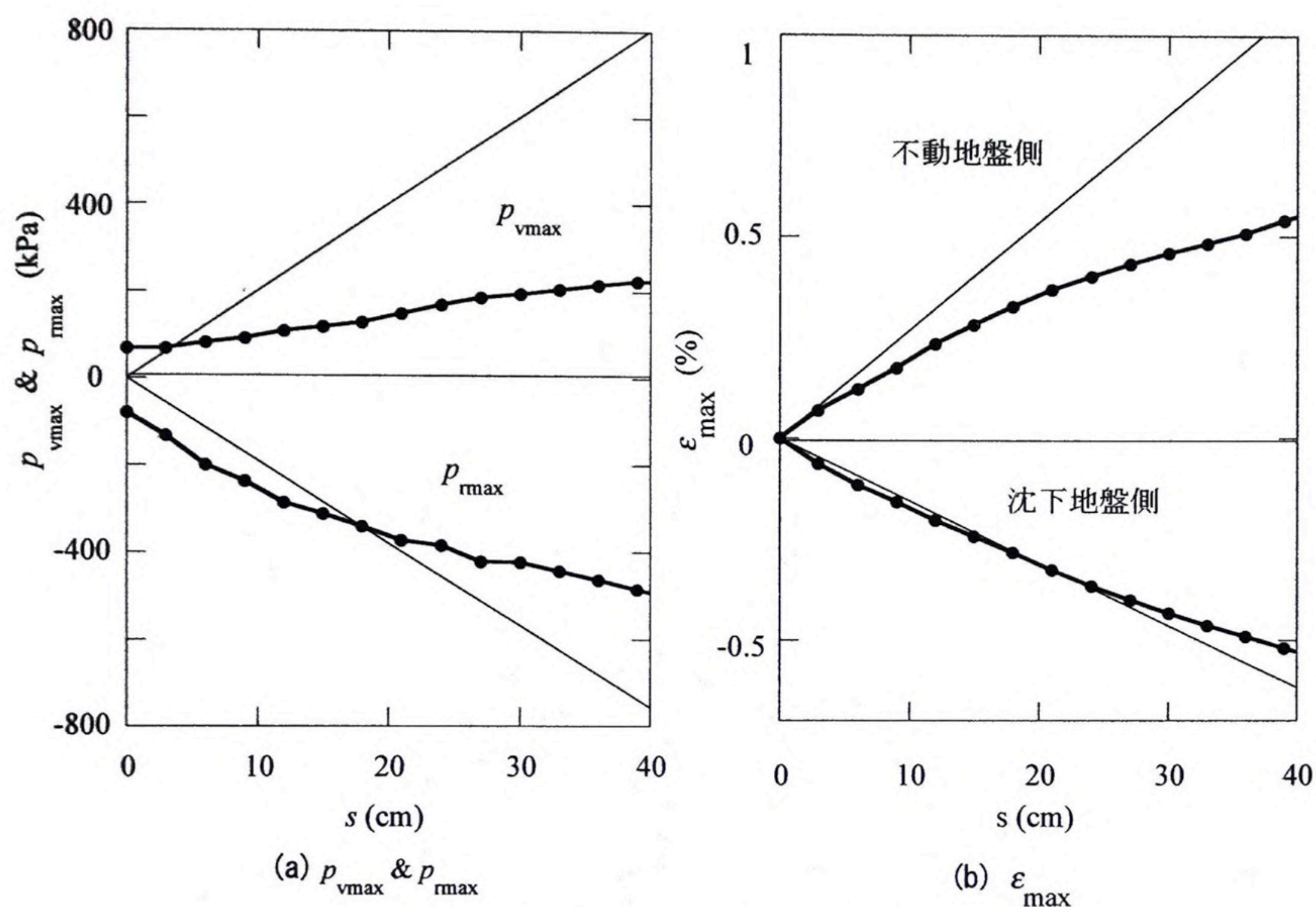


図-3.5 床の降下量 s と最大土圧・最大曲げひずみの関係 (S16D 地盤, $H/D=4$, R 管路)

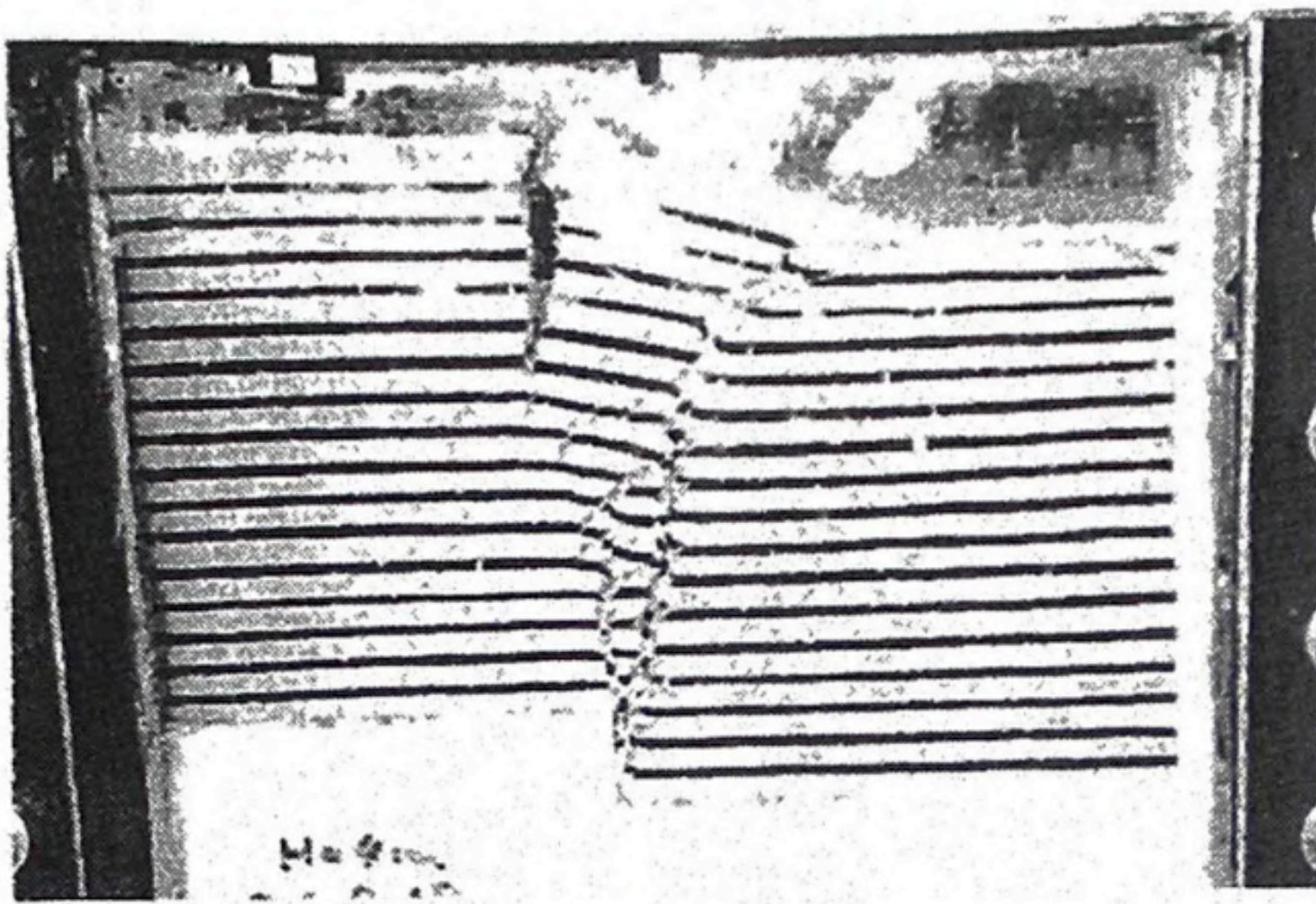
(1) 地盤変形の観察結果

実験終了後に観察された地盤変形の様子を, S16D 地盤, $H/D=2$, R 管路の場合を例にとって図-3.6 に示す. 図-3.6 (a) は, 地盤側面の変形を表しており, 不動床の右下端から右斜め上方へ向かうせん断領域が現れ, このせん断領域よりも右側の地盤は, 床の降下量 s と同量だけ沈下している. 不動地盤側 ($x < 3$ m) の沈下はほとんど無い.

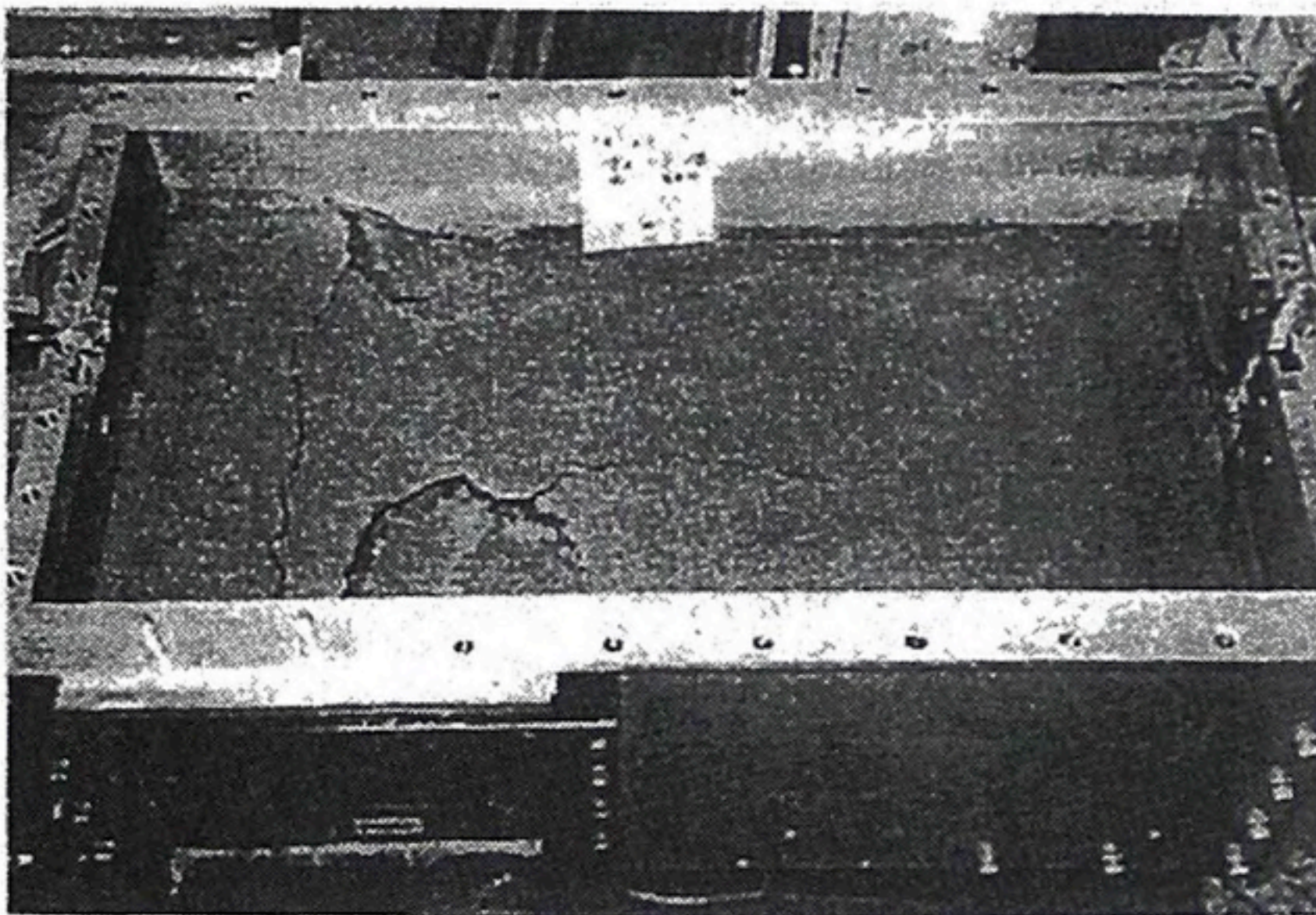
図-3.6 (b) は, 地表面の変形の様子である. 地表面には沈下地盤側に一对の半円状の陥没孔が現れ, 地盤の中央に位置する管路の直上土塊は陥没せずに, 鼓 (つづみ) 状に残っている.

さらに, 実験終了後に, ガラス面側から管路に向かって地盤を鉛直にカットしたり, せん断面で囲まれた土塊を取り出したりして観察した結果, 鼓状に残った土塊の下部は, 図-3.6 (c) (d) に示すように深くなるにつれて次第に細くなってアーチ状となっているのが確認された. 以上から, 不同沈下に伴って, 不動地盤と管路を足とする一对の三次元アーチが (図-3.7) が, 管路の両側の地盤内に生じることが判明した.

なお, 3.2 (2) d) において実験容器底と管路底の距離 H_b を 10 cm にしても今回の $H_b=5$ cm の場合と実験結果に大差がなかったと述べたが, この理由は, H_b が 10 cm と大きい場合, 床の降下によって発生するせん断が不動床の右端から鉛直に近い急な角度で上方にのびていき, 地表面に近づくにつれて勾配が緩くなって, H_b が小さい 5 cm の場合のせん断面 (図-3.6 (a)) に近似する傾向となったためと説明される.



(a) 地盤側面の変形



(b) 地表面の変形

(c) 鼓状に残った土塊の形状(上方から撮影)

(d) 鼓状に残った土塊の形状(側方から撮影)

図-3.6 実験終了後の地盤変形

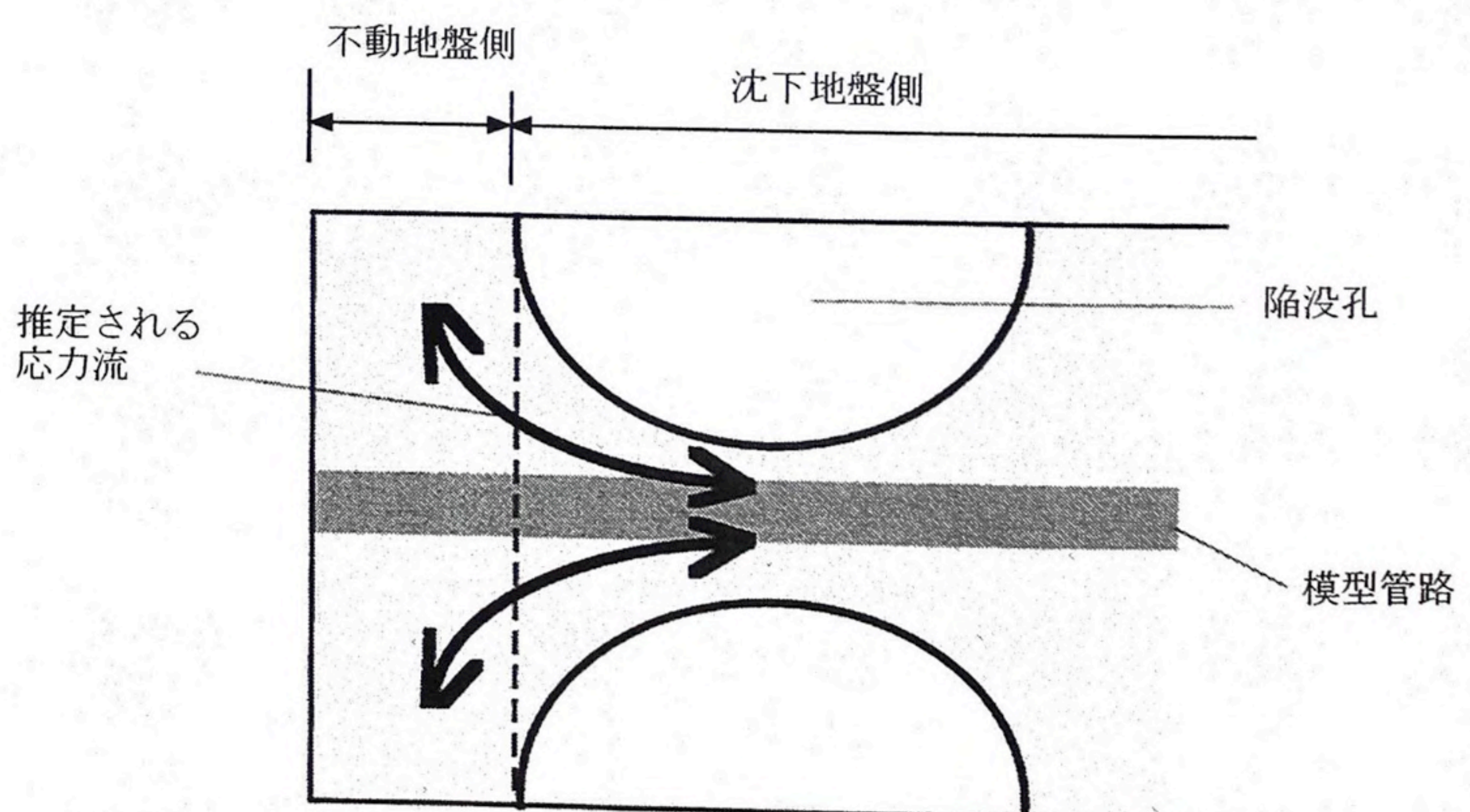


図-3.7 三次元アーチの模式図

(2) 三次元アーチの発生メカニズム

東田ら (1991, 1993), Li and Tohda (1995), 東田・李 (1996) は, これまで二次元模型を用いた遠心実験によって管路と地盤に相対変位が生じた時の地盤変形と管に働く土圧を調べ, 管路が地盤中を上昇すると, すぐに管の下側に空洞が発生し, 土圧が管路の上側に集中すること, また逆に管路が地盤中を下降すると管の上側に空洞が発生し, 土圧が管路の下側に集中することをそれぞれ確かめている。

図-3.8 は, 彼らが行った二次元管路の引上げ実験において観察された地盤変形の一例を示したものである。図-3.6 の場合と同じ条件 (S16D 地盤, $H/D=2$, 原型管路の $D=60$ cm) の場合の実験結果で, 外径が 9 cm の剛な二次元管路を 6.7 g の遠心場で引上げた時の地盤変形の様子を示している。管路の下側の空洞, ならびに管路上部から斜め上方に延びるせん断面が明瞭に認められる。この二次元引上げ実験の結果から, 前項 (1) で述べた三次元模型を用いた遠心実験で生じた三次元アーチの発現メカニズムが以下のように説明できる。

三次元模型を用いた遠心実験では, 図-3.6 (a) に示したように, 地盤の沈下に伴って, 不動地盤の右下端から斜め右上方に向かって, 二次元模型を用いた引上げ実験で生じたせん断面 (図-3.8) とほぼ同様なせん断面が生じる。これは, 三次元模型を用いた遠心実験においては, 不動地盤が沈下地盤に対して相対的に上昇することになるので, 二次元模型を用いた引上げ実験と同様なせん断面を生じたものである。このせん断面は, 図-3.6 (a) に示したように管路を横断するように生じる。一方, 沈下地盤側の $\phi_b < s$ となる領域では, 図-3.8 に示したように, 管路の側方上部から上方に向かってせん断面が発生する。このせん断面は, 図-3.6 (a) に示したせん断面の方向と直交する管路断面方向に生じる。このように方向を異にする 2 つのせん断面が交差する結果, 合成されるせん断面はアーチ状となる。そして, 合成せん断面の下部地盤が沈下して, その上部にアーチ状の土塊が残る。図-3.7 に示すような管路両側の地盤内に不動地盤と管路を足とする一対の三次元アーチが形成されるものと説明できる。



図-3.8 二次元引上げ実験で観察された地盤変形
(S16D 地盤, $H/D=2$, 管の引上げ量 18mm)

(3) 床の降下量 s の増大に伴う挙動変化のメカニズム

a) 不動地盤側の鉛直土圧 p_v と p_r

3.3(1)a) で述べたように、不動地盤側では床の降下量 s の増大に伴って、 p_v が消滅したのに対して、 p_r は著しい集中を示した。これは、管路が不動地盤に押し込まれたため、前項(2)で述べた二次元引上げ実験と同じ現象、つまり管路の上側に空洞が発生し、土圧が管路の下側に集中する現象が生じたことを示す。

b) 沈下地盤側の鉛直土圧 p_v と p_r

3.3(1)b) で述べたように、沈下地盤側の $\delta_p < s$ となる領域では s の増大に伴って、 p_v は集中したのに対して、 p_r は消滅した。これは、この領域で、前項(2)で述べた二次元引上げ実験と同様の現象、すなわち、管路の下側に空洞が発生し土圧が管路の上側に集中する現象が生じたことを示す。そして、 p_v の集中度合いが二次元引上げ実験の場合よりも著しく高かったのは、不同沈下に伴って管路の両側に生じた二つの三次元アーチの足が、管路の p_v 集中箇所で重なるために生じたと説明できる。

さらに、 $\delta_p < s$ となった領域の右側では、管路が地盤に支えられるため、不動地盤側で見られた土圧の変化と定性的に同じ変化を示すが、図-3.4(e)に示したように管路の地盤への食い込み量が小さいため、定量的な変化量は不動地盤で見られた変化よりも鈍くなったと説明される。

c) 土圧・変形挙動の非線形性

3.3(2)で述べたように、地盤の不同沈下の増大に伴う管路の土圧と変形挙動の変化は非線形性を示した。これは、せん断破壊面の進展・発達に伴う三次元アーチの形成過程が床の降下量 s の増大に対して非線形であるため、 p_{vmax} の増大と位置の移動、 p_v の集中領域と p_r の消滅領域の拡大、ひいては p_{max} と ε_{max} の増大がそれぞれ床の降下量 s の増加に対して非線形性を示したものと解釈できる。

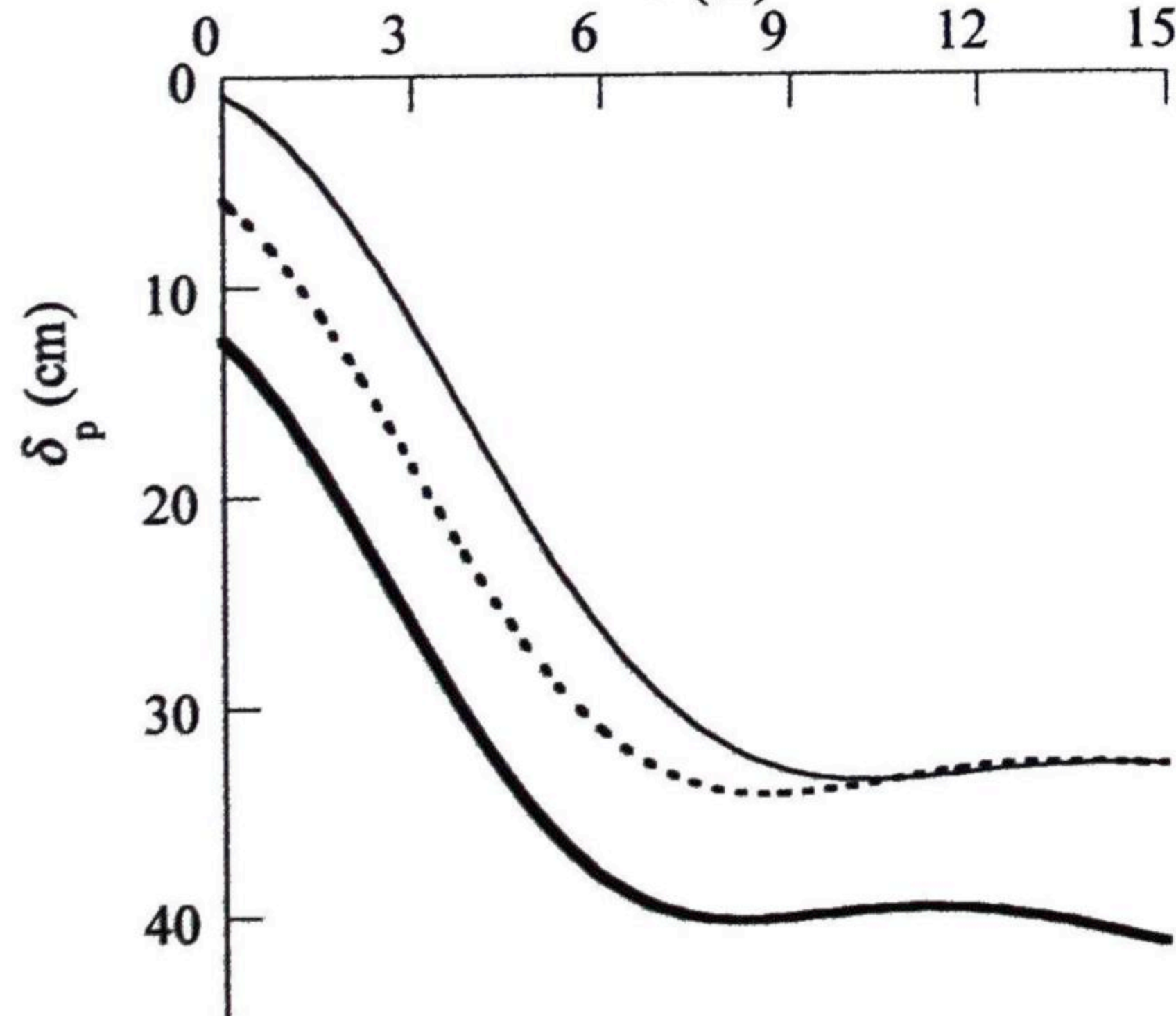
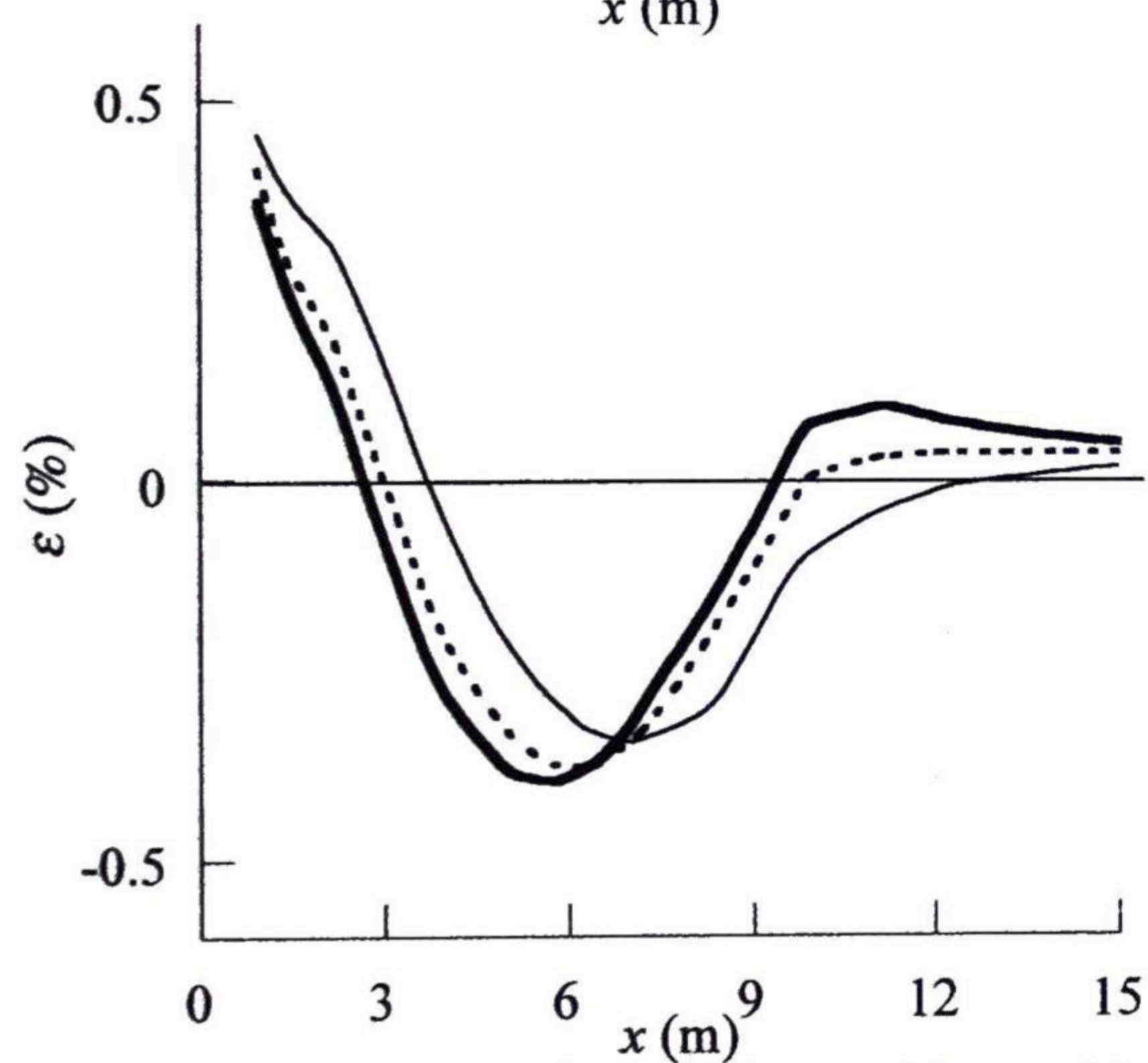
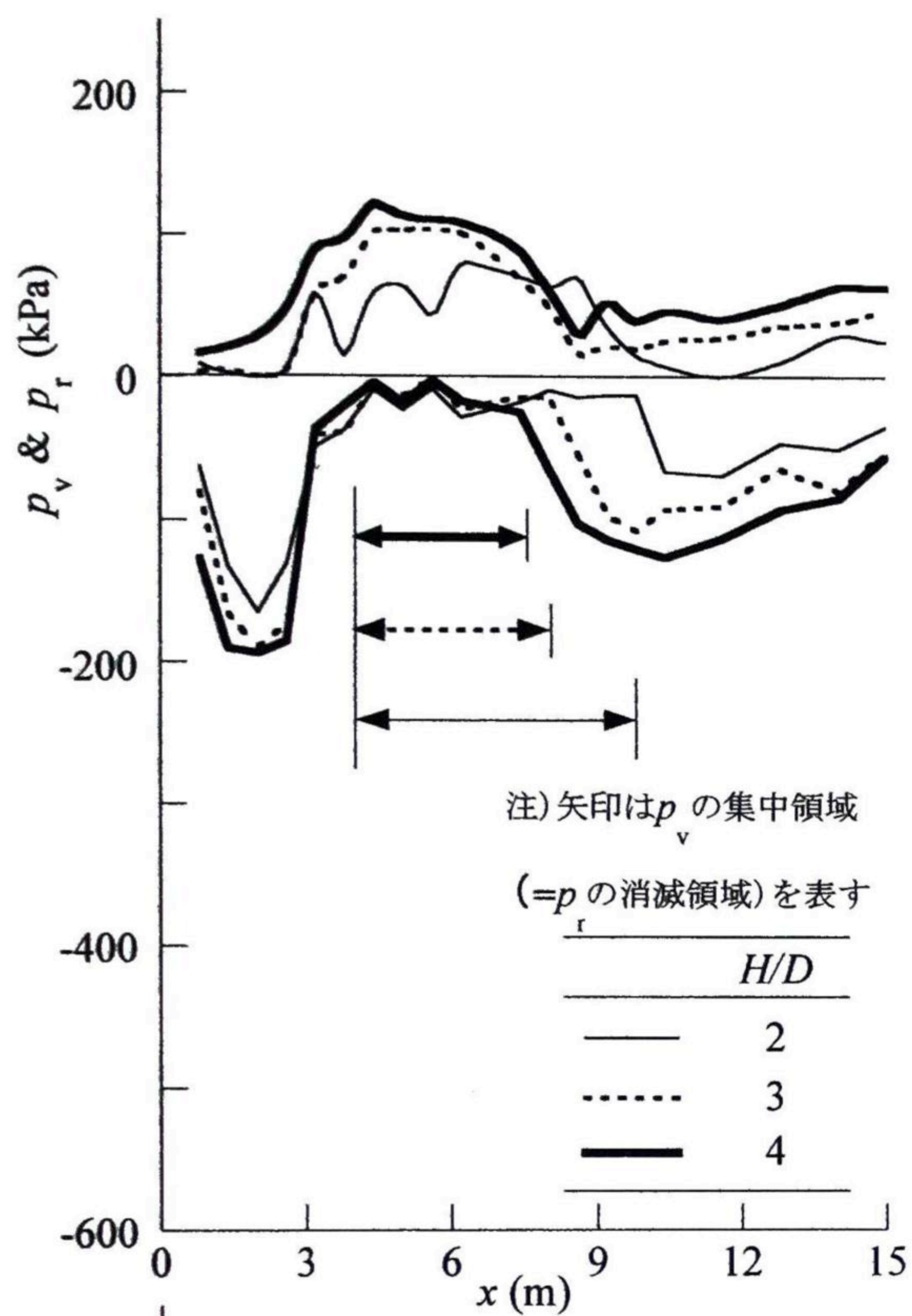
3.5 各要因の影響

ここでは、床の降下量 s が 36 cm 時点の測定結果を例にとって、地盤密度、土被り (H/D)、管路剛性および地盤の種類などの各要因の違いによる管路挙動の変化を示す。なお、 s が異なっても各要因の影響はここで述べるものと定性的に同じであった。

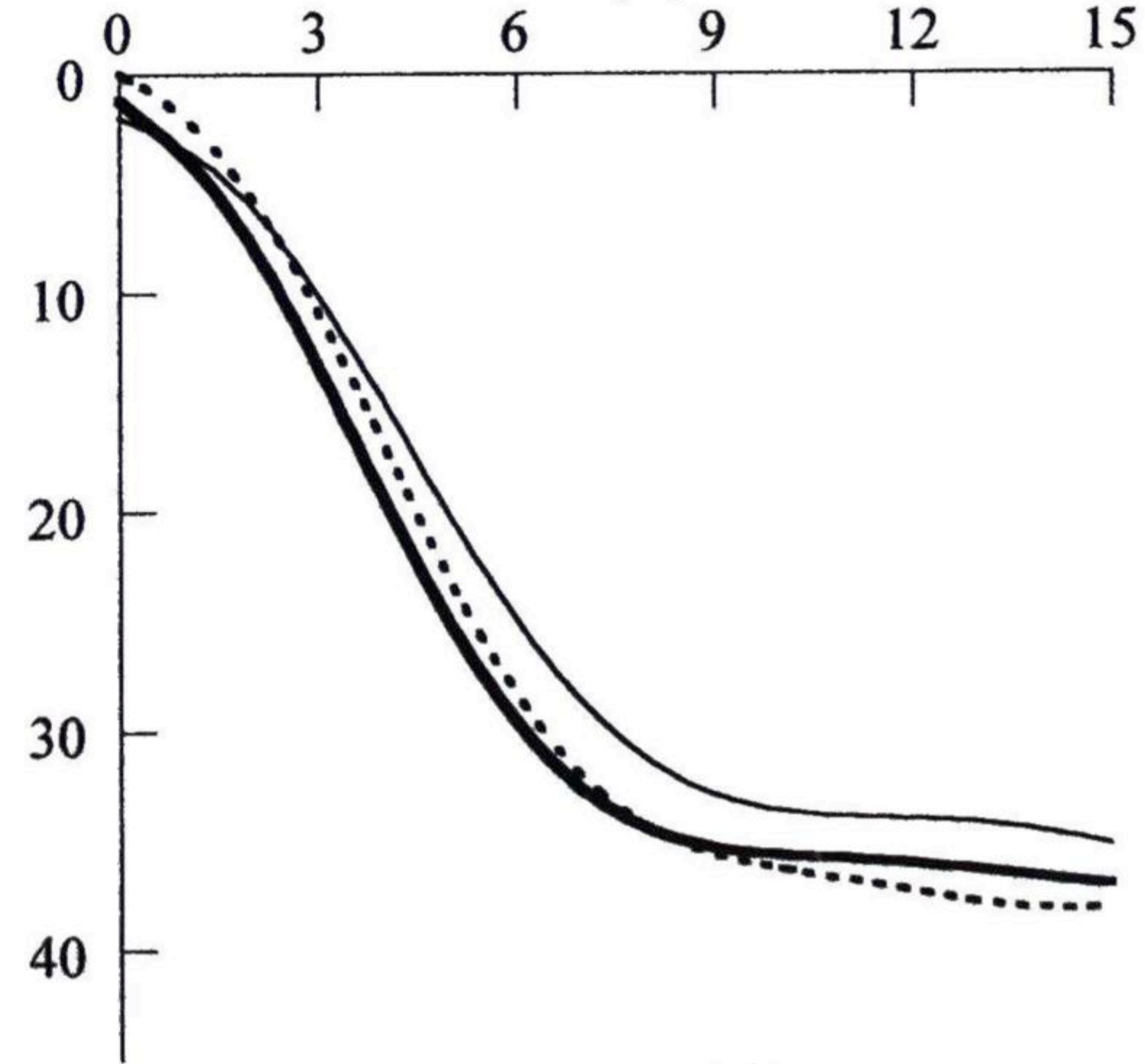
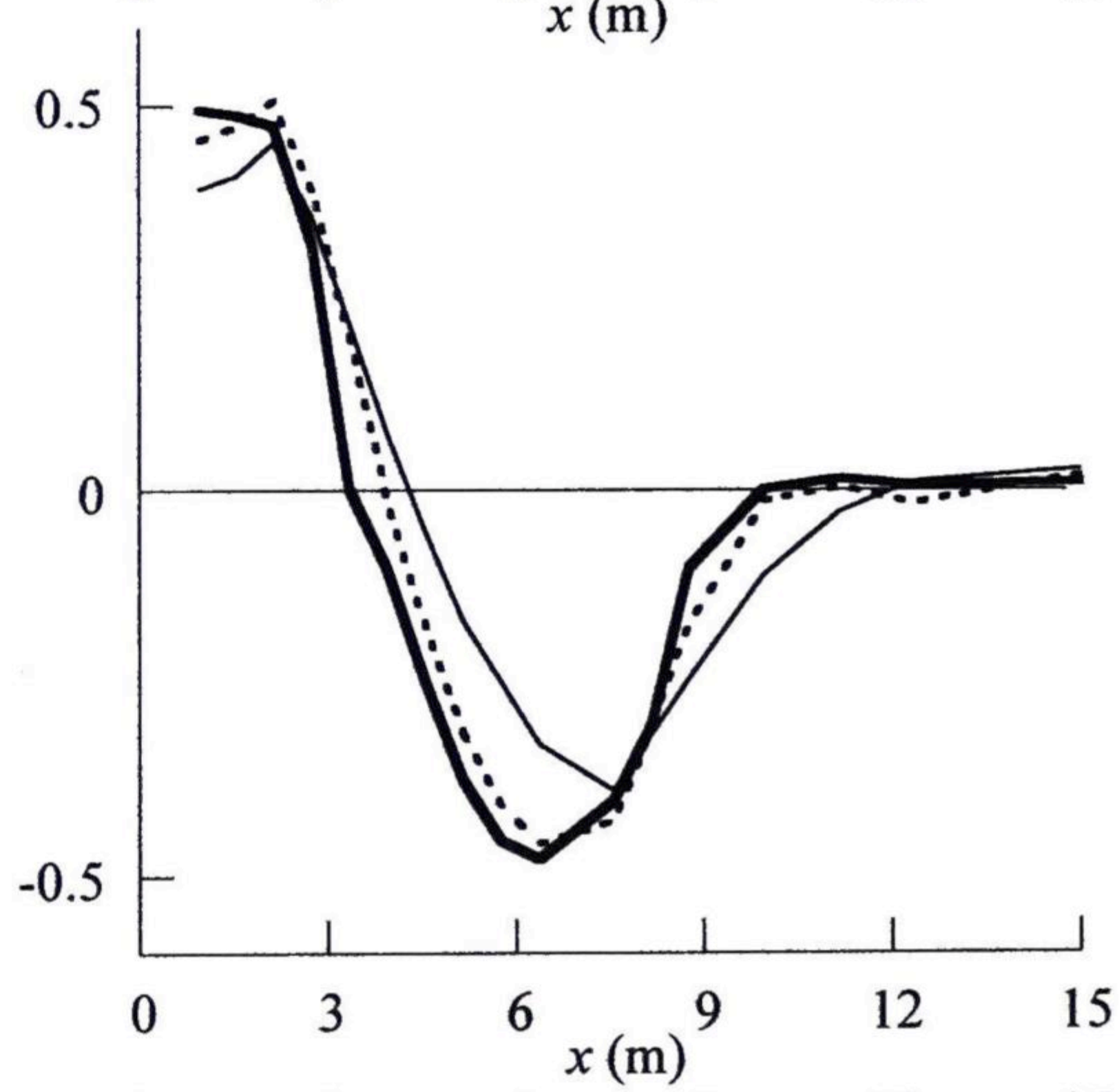
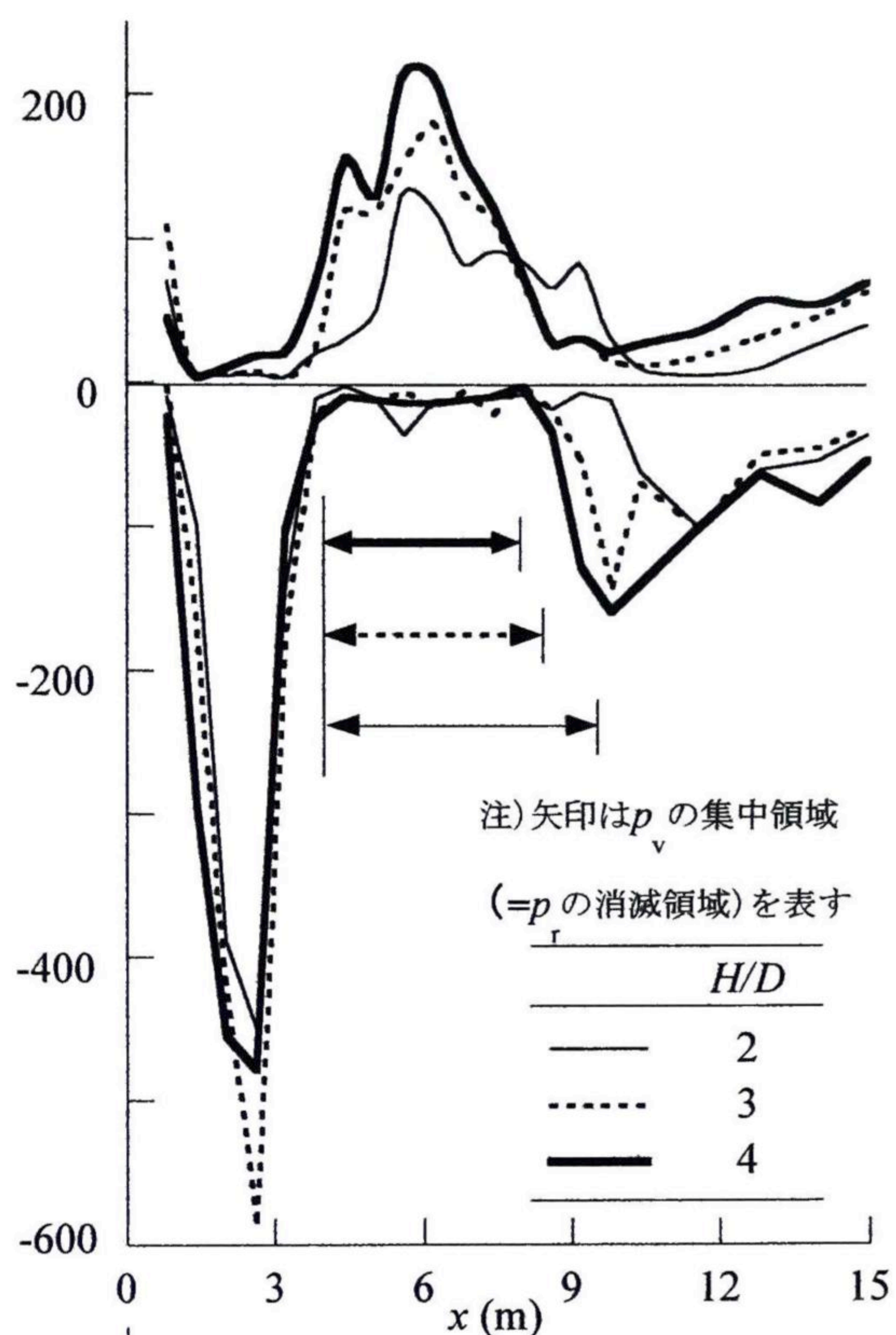
(1) 地盤密度と H/D による変化

図-3.9に、地盤密度と H/D を変えて実施した基準実験 (S16 地盤, R 管路) で得られた測定結果を示す。図-3.9(a)が S16L 地盤 ($\rho_d=1.5 \text{ g/cm}^3$)、図-3.9(b)が S16D 地盤 ($\rho_d=1.7 \text{ g/cm}^3$) の場合のデータで、各図の上段、中段、下段が、鉛直土圧 p_v と p_r 、管路の縁ひずみ ε 、管路の鉛直変位量 δ_p の分布をそれぞれ表す。また、図中の細実線、破線、太実線が $H/D=2, 3, 4$ の場合をそれぞれ表す。

まず床降下前には、 H/D が 2, 3, 4 で平均 p_v と p_r はそれぞれ 10~15 kPa 程度の差を生じたが、 ε と δ_p はいずれもほぼゼロで、差がなかった。図-3.9に示した $s=36 \text{ cm}$ 時点の H/D の違いによる土圧・変



(a) S16L地盤



(b) S16D地盤

図-3.9 地盤密度と H/D を変えたときの測定結果 (R 管路, $s=36\text{cm}$)

形挙動の相違はこの床降下前の相違よりも広がっている。

H/D の違いによって土圧・変形挙動は地盤密度に関わらず以下のように変化する。 H/D の増大につれて、 p_v と p_r は増大し、矢印で示した沈下地盤側の p_v の集中領域 ($=p_r$ の消滅領域) の範囲は、密詰め、ゆる詰め両地盤の平均で、6.5 m ($H/D=2$) \rightarrow 5 m ($H/D=3$) \rightarrow 4.2 m ($H/D=4$) と狭くなる。縁ひずみ ε に関しては、 H/D が小さくなるにつれて、沈下地盤側の平均 ε_{\max} の比率が 1 ($H/D=4$) : 0.95 ($H/D=3$) : 0.83 ($H/D=2$) と小さくなり、また ε_{\max} を生じる位置が右側にずれる。

次に、地盤密度の違いによって管路の力学挙動は、 H/D に関わらず以下のように変化する。地盤密度が大きくなるにつれて、 p_v と p_r は全体に増大し、それつれて沈下地盤側の ε_{\max} が $H/D=2, 3, 4$ の平均値で 16% 程度増大している。沈下地盤側の p_v の分布形は、地盤密度が最小の S16L 地盤の場合は集中が弱い台形状の分布であるが、地盤密度が最大の S16D 地盤の場合は集中が強まって鋭いピークを持つ三角形に近い分布を示す。図は省いているが、中間密度の S16M 地盤 ($\rho_d=1.6 \text{ g/cm}^3$) の場合は両者の中間的な集中度合いと分布を示した。

実験中と実験後の観察結果から、地盤密度が大きくなるにつれて、不動地盤の右下端から発生するせん断面、ならびに管路上部から発生するせん断面の傾きは共にゆるくなり、両者が交差して生じる合成せん断面の上部に残る土塊が大きくなっていることが分かった。したがって、三次元アーチ作用が地盤密度の増大につれて強まるため、上記のような地盤密度の違いによる p_v の集中度合いと分布形の変化が生じたと解釈できる。

さらに S16L 地盤の場合、不動地盤側 ($x < 3 \text{ m}$) の p_r には他の大きな地盤密度の場合のような極めて強い集中が見られない。これは、 δ_p が不動地盤側でもかなり生じていることから、床降下に伴って生じたせん断面の近傍で、管によって押付けられたゆるい地盤が降伏したためと解釈できる。

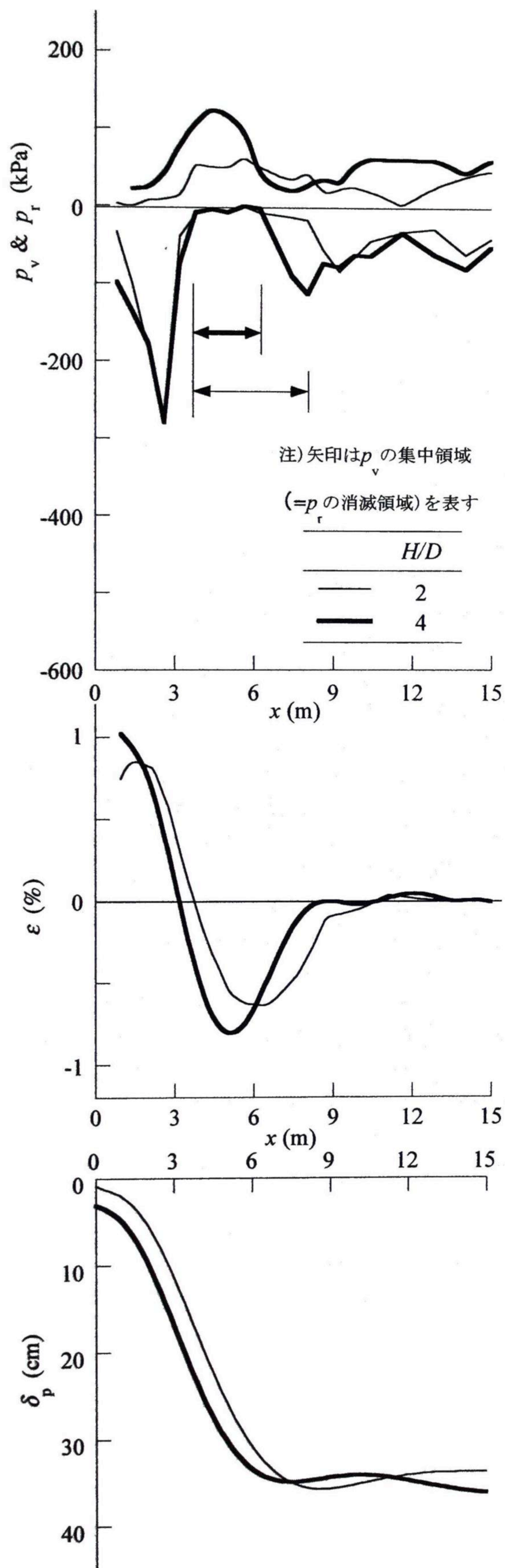
(2) 管路剛性による変化

図-3.10 に、F 管路を用いて、S16 地盤の密度と H/D を変えて行った実験の結果を示す。図-3.10 (a) が S16L 地盤、図-3.10 (b) が S16D 地盤の場合のデータで、各図の細実線と太実線が $H/D=2, 4$ の場合をそれぞれ表す。

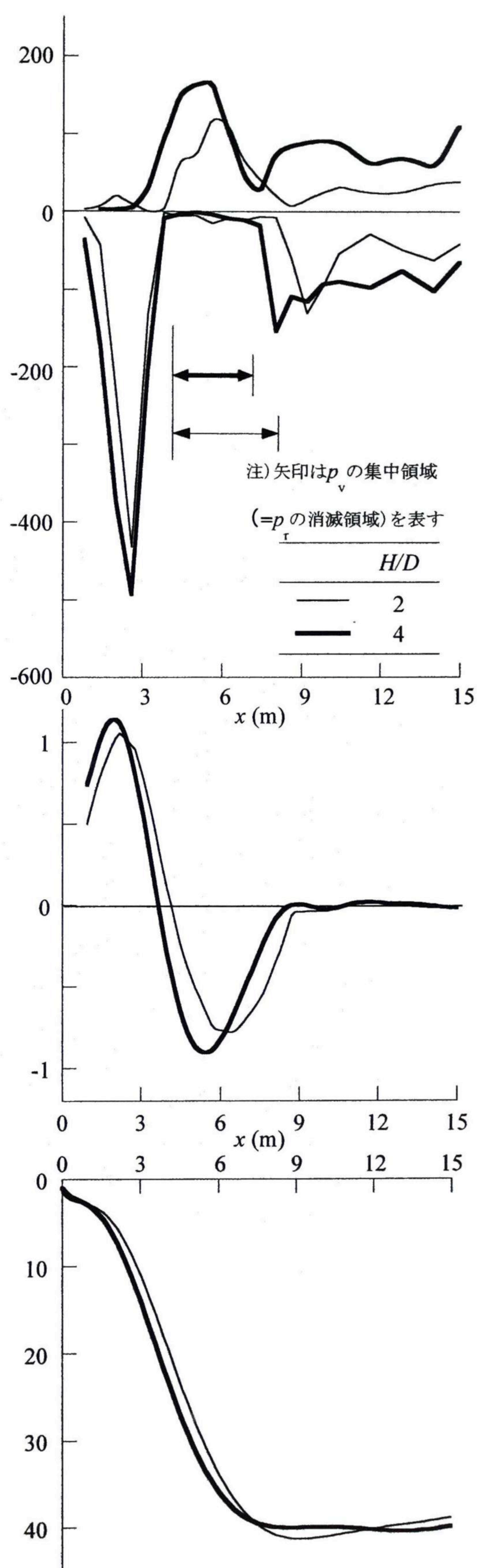
F 管路を用いた場合の図-3.10 と R 管路を用いた場合の図-3.9 を比べると、沈下地盤側 ($x \geq 3 \text{ m}$) の p_v と不動地盤側 ($x < 3 \text{ m}$) の p_r には大差がないが、矢印で示した沈下地盤側の p_v の集中領域 ($=p_r$ の消滅領域) の範囲は F 管路の方が R 管路の場合の 60 % 程度とかなり狭く、その結果、沈下地盤側で ε が負となる範囲も F 管路のほうが R 管路の場合の 70 % 程度と狭い。また、F 管路の ε は、全体に R 管路の ε よりも 2 倍程度大きい (図-3.9 と図-3.10 の ε のスケールが異なることに注意されたい)。以上の相違は、剛性の小さい F 管路の方が R 管路よりも曲げによって生じる曲率が大きいために生じている。

(3) 地盤の種類による変化

R 管路を $H/D=2$ で埋設し、地盤の種類と密度を変えた場合の実験の結果を図-3.11 に示す。図-3.11 (a) がゆる詰め地盤、図-3.11 (b) が密詰め地盤の場合のデータである。各図の破線、太実線、細



(a) S16L地盤



(b) S16D地盤

図-3.10 地盤密度と H/D を変えたときの測定結果 (F 管路, $s=36 \text{ cm}$)

実線が、S0 地盤、S16 地盤、S30 地盤の場合をそれぞれ表す。

細粒分含有率が最も低い S0 地盤の場合、 p_v と ε は最も小さい。また、 p_v のピークが最も右側に位置し、かつ矢印で示した p_v の変化領域 ($=p_r$ の消滅領域) の範囲が最も広い。観察結果によれば、S0 地盤では他の地盤よりも合成せん断面上に残る土塊の大きさがかなり小さかった。このことから、S0 地盤では三次元アーチが形成しにくかったため、上記のような S16 地盤、S30 地盤の場合との相違が生じたと解釈できる。

一方、細粒分含有率が最も高い S30 地盤の p_v は最も大きい、 ε の分布と大きさは S16 地盤と S30 地盤で大差がない。H/D=4 の場合、地盤の種類による違いは、ここで示した H/D=2 の場合よりも若干弱まる。

3.6 ガス指針の不同沈下挙動モデルによる予測と実験結果の比較

本節では、現行設計基準として、農水基準 (1988) よりも詳細に設計法を規定しているガス指針 (1982) を選び、この指針に採用されている不同沈下挙動予測モデルに基づいて予測した管路の力学挙動を実験結果と比べ、実際の挙動との違いを指摘する。

(1) ガス指針の不同沈下挙動モデルと計算方法

ガス指針の設計法については 1.2 (1) で述べたとおりである。ここでは、ガス指針で採用された不同沈下挙動予測モデルを図 3.12 に再掲する。今回の予測計算では、実験に合わせて管路の左端 ($x=0$ m) を δ_p の対称軸とし、そこで管路のたわみ角がゼロの条件を与えた。また管路の右側では、 $x=\infty$ において $\delta_p=\delta_g$ 、およびたわみ角とモーメントがゼロの条件を与えた。この条件は厳密には実験の条件とは異なるが、実験に合わせて $x=17.7$ m で同じ条件を与えても計算結果がほとんど変わらないことを確かめた。さらに、管路の平均自重 W_p/D (表-3.1) を加えて、 $\Delta p=(\delta_p-\delta_g)\times k+W_p/D$ を荷重項として与えた計算を行って、今回の計算結果と比較し、管路自重が計算結果に及ぼす影響は無視できる程度に小さいことを確かめた (八谷・東田 2005)。すなわち、管路自重 W_p/D を荷重として与えた場合の予測計算の結果は、 W_p/D を与えなかった今回の計算結果に比べて、 δ_p が $W_p/(kD)=0.26\sim 0.22$ cm だけ増えるのみで、 Δp と $\Delta \varepsilon$ は一致する。ただし、管路の上半分に働く鉛直土圧 p_v の測定結果には管路自重が含まれていないので、後述する図-3.13～図-3.15 に示した Δp の測定結果と管路自重を含む Δp の予測結果を直接比較するには、図-3.13～図-3.15 に示した Δp の予測結果から $W_p/D=10\sim 8.5$ kPa を差引けばよい。これらの δ_p ならびに W_p/D の値はごく小さく、無視できる量と言える。

つぎに、ガス指針では、地盤のばね定数 k も 1.2 (1) で示したように、簡便式: $k=82D^{-3/4}$ N/cm³ ($8.4D^{-3/4}$ kgf/cm³) を用いて求める。今回の予測計算では、実験で対象とした原型管路の外径 $D=60$ cm を簡便式に代入して得られる $k=3.8$ N/cm³ (0.39 kgf/cm³) を用いた。

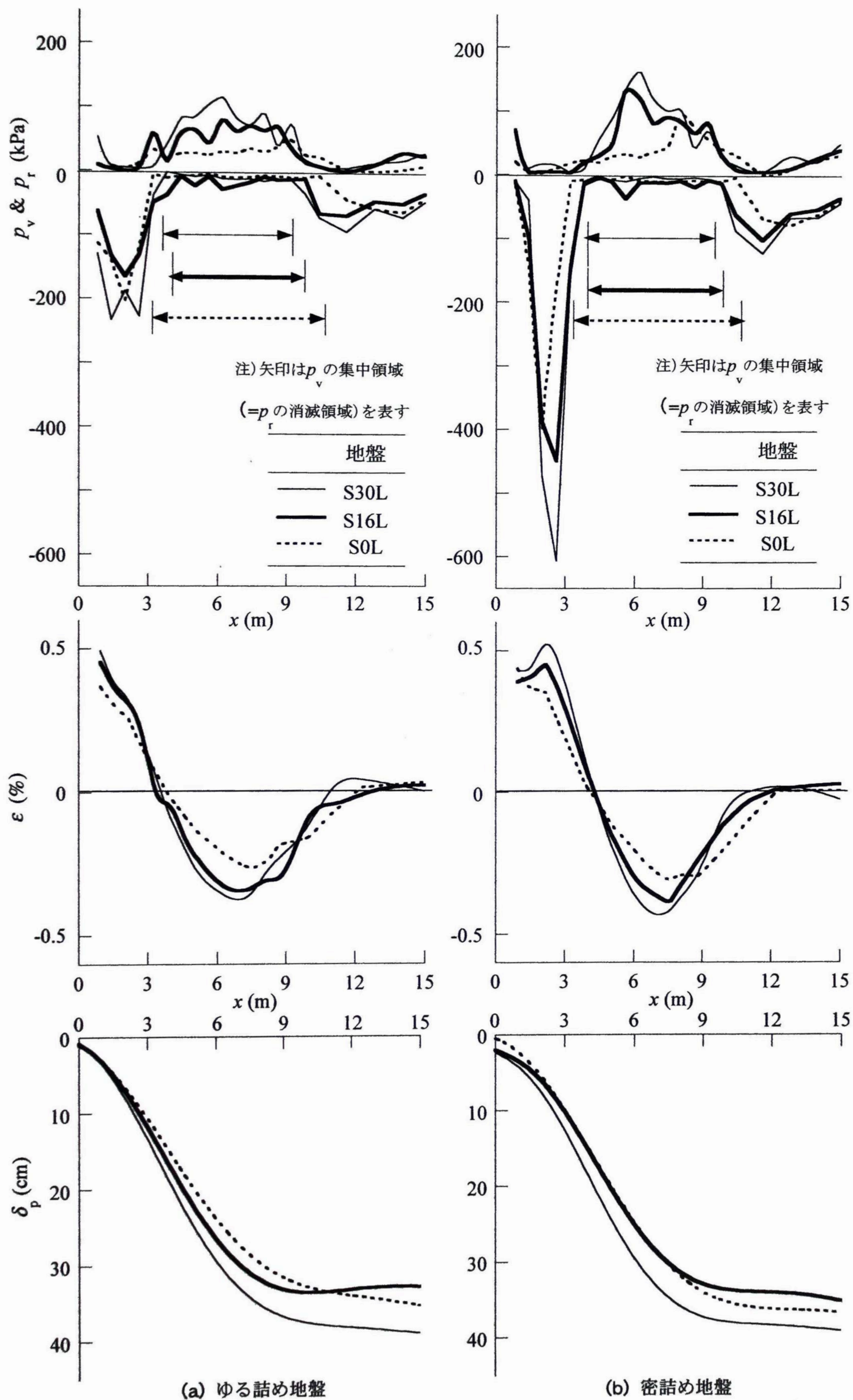


図-3.11 地盤の種類と密度を変えたときの測定結果 ($H/D=2$, R 管路, $s=36$ cm)

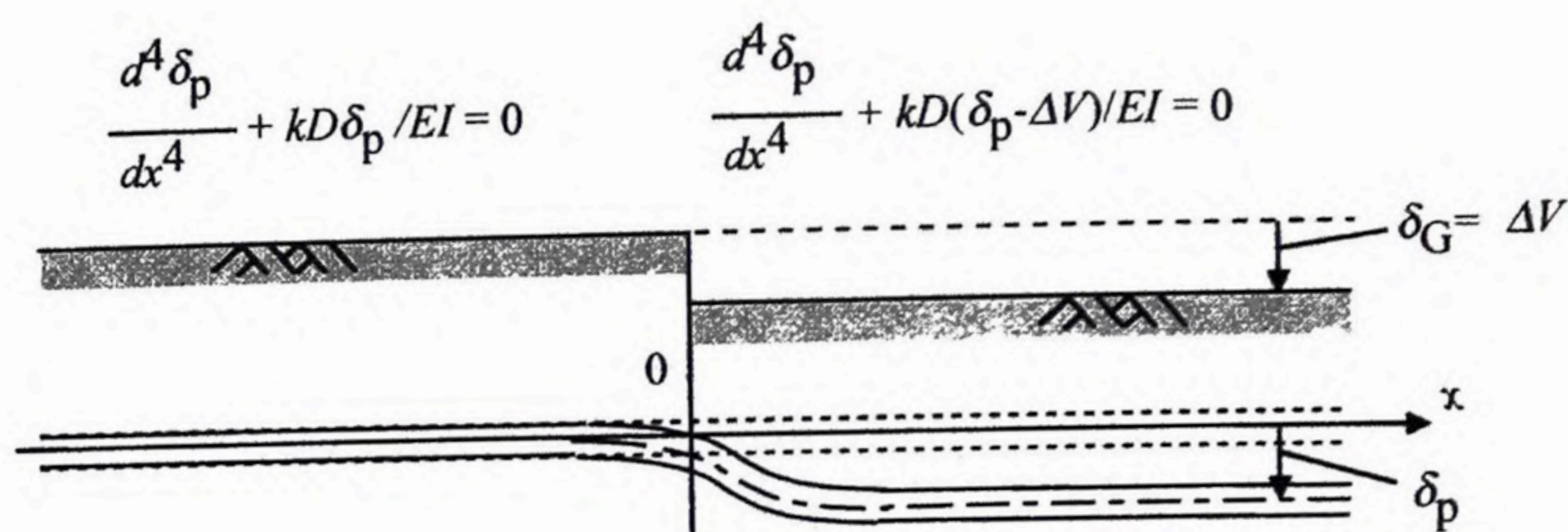


図-3.12 ガス指針の不同沈下挙動予測モデル

(2) 地盤の沈下量 δ_G が増大する時の力学挙動の比較

図-3.13は、R管路、S16D地盤、 $H/D=2$ の場合を例にとって、地盤の沈下量 δ_G (=床の降下量 s)の増大に伴う Δp ($=|p_v| - |p_r|$)、 ε 、 δ_p の変化を比較している。各図のプロットとそれらを結んだ細実線、および太実線がそれぞれ測定と予測の結果を表す。なお、ここで述べる測定、予測の比較結果の傾向は他のケースでも同様であった。

測定結果と予測結果を比べると、 Δp の分布形と大きさが、特に沈下地盤側の $\delta_p < \delta_G$ ($=s$)となる領域 ($\Delta p \geq 0$ の領域)において大きく異なっており、そのため、 ε と δ_p も、 $\delta_G=6\text{ cm}$ の場合を除いて、測定と予測ではかなり異なっていることが分かる。さらに、 $\Delta p \geq 0$ となる領域の範囲は、 δ_G の増大につれて測定結果では広がっていくのに対して、予測結果では全く変化がない。このように測定、予測両方で Δp が異なり、その相違が δ_G の増大につれて強まる結果、 ε と δ_p の相違も δ_G の増大につれて強まる結果となっている。

図-3.14は、 $p_{v\max}$ と $p_{r\max} \sim \delta_G$ 関係、ならびに $\varepsilon_{\max} \sim \delta_G$ 関係の比較である。プロットで示した予測結果は、図-3.5の場合と同様に、強い非線形性を示すのに対して、ラインで示した予測結果は線形となっている。すなわち、ガス指針で採用された不同沈下挙動予測モデル(図-3.12)は、実験で判明した管路の非線形な力学挙動の実態を反映しておらず、その結果、 δ_G が大きい時に過大な土圧・変形挙動を予測する。

以上の測定結果と予測結果の相違は、ガス指針で採用された不動沈下挙動予測モデル(図-3.12)が、前項(1)で述べたように鉛直土圧 p_v と鉛直反力土圧 p_r を区別せず、両者の差が管路・地盤の相対変位量に比例すると仮定しているために生じている。

(3) 各要因を変化させた時の力学挙動の比較

図-3.15は、各要因の相違による Δp 、 ε 、 δ_p の変化を、 $s=36\text{ cm}$ の時点について比較している。図の(a)が管路剛性、(b)が地盤密度、(c)が土被り高、(d)が地盤材料を変化させた場合で、各図のプロットとそれらを結んだ細実線、および太実線がそれぞれ測定と予測の結果を表す。図-3.15に示した予測結果は、全てのケースにおいて、前項(2)で述べたのと同様に、測定結果と大きく異なっている。

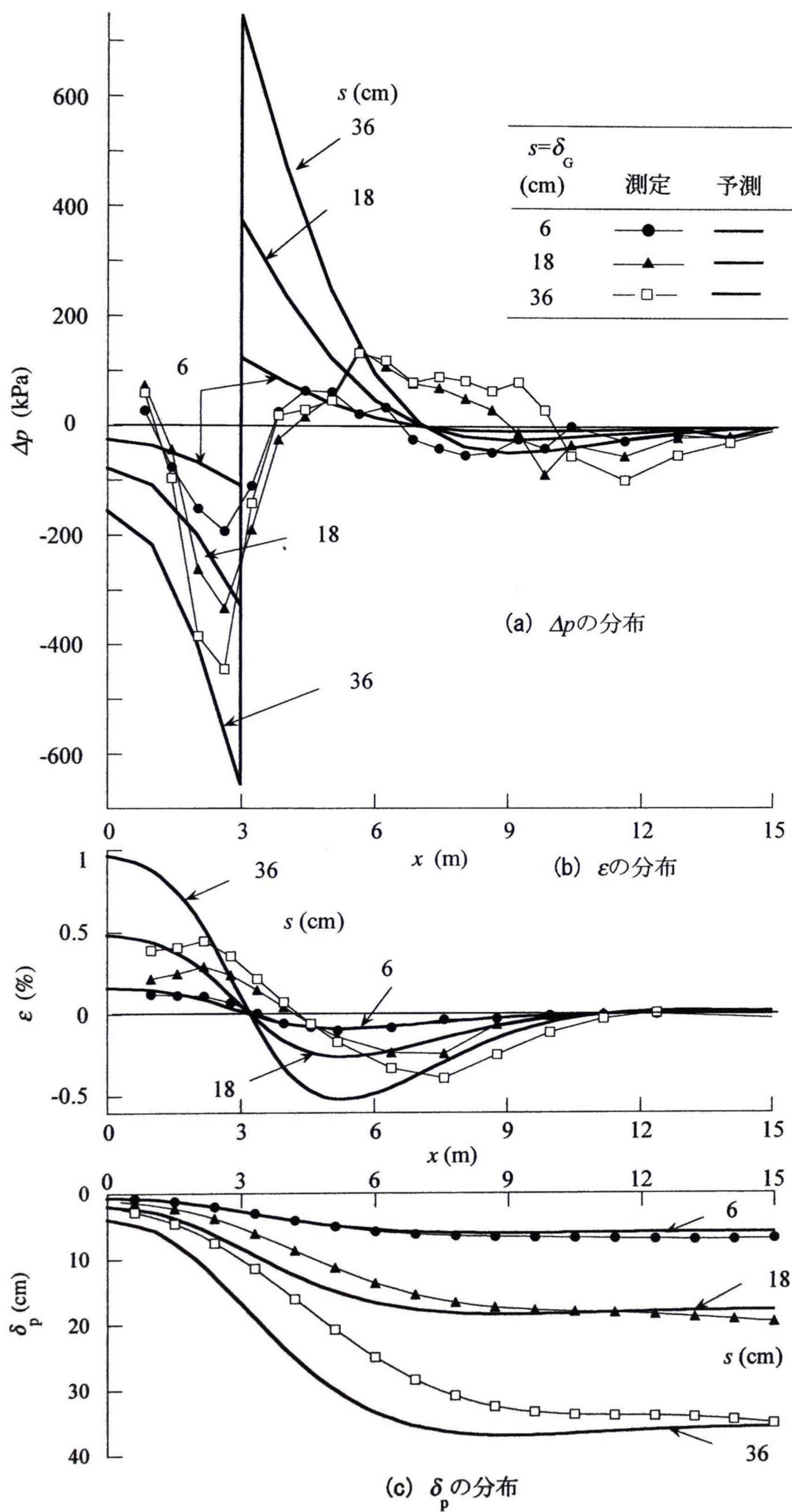


図-3.13 異なる地盤の沈下量 δ_G に対する測定結果とガス指針の不同沈下挙動モデルによる予測結果の比較 (S16D 地盤, $H/D=2$, R 管路)

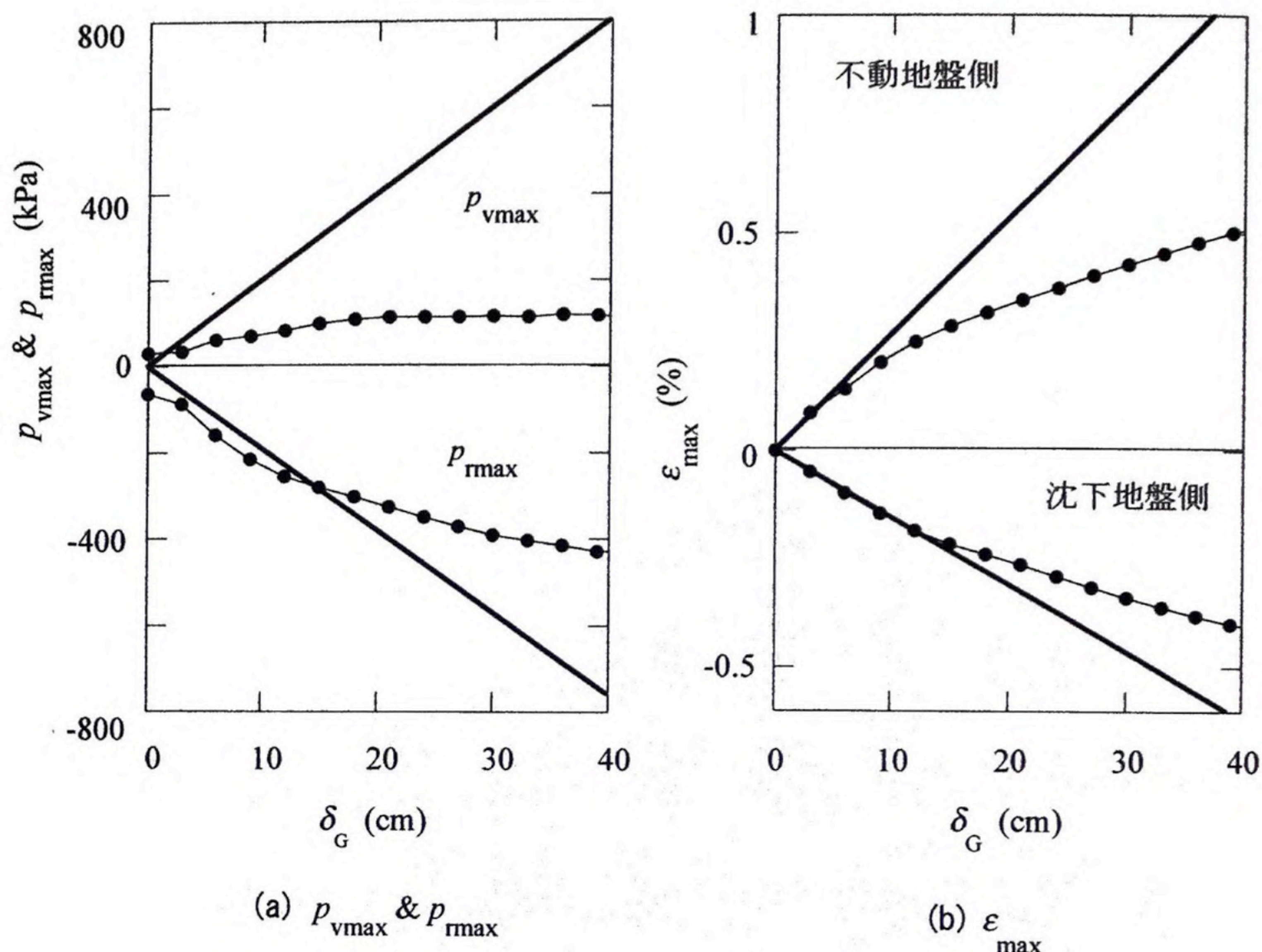


図-3.14 $\delta_G \sim p_{max} \cdot \epsilon_{max}$ 関係の測定結果とガス指針のモデル
による予測結果の比較 (S16D 地盤, $H/D=2$, R 管路)

次に、測定結果は各要因の違いによって変化しているのに対して、予測結果は、管路剛性を変化させた (a) 図の場合を除いて、地盤の種類と密度、ならびに土被り高が違ってても変化がなく、同一である、これは、今回の予測計算において、地盤のバネ定数 k として簡便式から求めた一定値 ($=3.8 \text{ N/cm}^3$) を用いているため、当然の結果と言える。しかし、筆者が地盤の種類と密度、ならびに土被り高を変化させて実施した二次元管路の引下げ遠心実験に基づいて、各要因の組合せ別に k 値を決定し、これらの k 値 ($1.1 \sim 16.8 \text{ N/cm}^3$) をガス指針で採用された不同沈下挙動予測モデルに適用して予測計算を行ってみたところ、予測結果には各要因の違いが一応現れたが、やはり Δp の分布形状は大きく異なり、また定量的にも、簡便式から求めた k 値よりも小さい k 値 ($1.1 \sim 2.1 \text{ N/cm}^3$) を与えた S16L 地盤と S30L 地盤の場合の 7 ケースを除く 16 ケースでは、いずれも簡便式による k 値を与えた場合よりも測定結果との差が一層拡大する結果となった。このことは、ガス指針で採用された不同沈下挙動予測モデル (図-3.12) を用いる限り、 k 値に修正を加えたとしても、全ての実験結果と整合する結果は得られないことを示す。

以上の (2), (3) の比較の結果をまとめると、ガス指針で採用された不同沈下挙動予測モデル (図-3.12) は、不同沈下によって惹起される鉛直土圧の発現メカニズムを捉え方に問題があるため、実験結果とは異なる管路挙動を予測すると結論される。

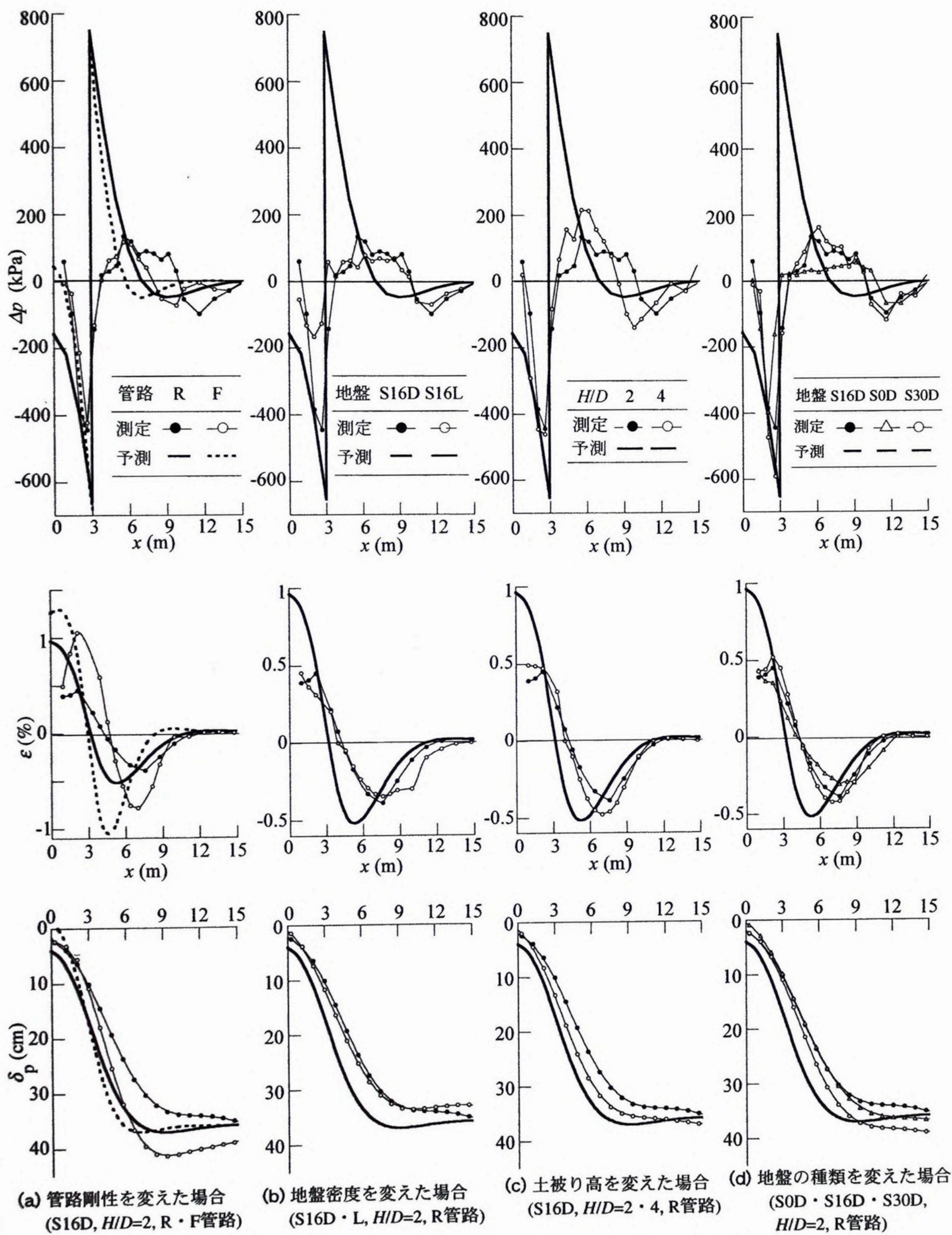


図-3.15 各要因を変化させた場合の測定結果とガス指針の不同沈下
挙動モデルによる予測結果の比較 ($\delta_G=36$ cm)

3.7 まとめ

剛性の異なる2種類の模型長尺管路を埋設深さを変えて種々の模型地盤中に埋め、遠心加速度 $30g$ 場で実験容器の床の一部を降下させる実験を行って、管路に働く鉛直・せん断両土圧、管路の曲げひずみ、管路の鉛直変位量の管路軸に沿う分布が地盤の不同沈下によってどう変化するかを詳細に調べ、以下の結論を得た。

(1) 地盤が不同沈下する時の管路の力学挙動の実態

- ① 地盤に不同沈下が生じると、沈下地盤側で管路の上側に鉛直土圧が集中し、管路の下側の鉛直反力土圧が消滅する。不同沈下量が増大するにつれて、鉛直土圧の集中度が二次元実験の場合に比べて著しく強まり、同時に、鉛直土圧の集中範囲 (=鉛直反力土圧の消滅範囲) が拡大する。
- ② 不動地盤側では、地盤の不同沈下によって、鉛直土圧が消滅し、鉛直反力土圧が強い集中を示し、不同沈下量の増大につれて集中度合いが強まる。
- ③ せん断土圧は無視できる程度に小さい。
- ④ 不同沈下量の増大に伴って鉛直土圧と鉛直反力土圧の集中は頭打ちとなり、管路に生じる曲げひずみの増大も不同沈下量に対して非線形性を示す。

(2) 管路の力学挙動の発現メカニズム

- ① 沈下地盤側の鉛直土圧の集中と鉛直反力土圧の消滅は、管路の沈下量よりも地盤の沈下量の方が大きいために生じる。
- ② 沈下地盤側の鉛直土圧の集中度は二次元実験に比べてはるかに高いが、これは、不同沈下に伴って不動地盤と沈下地盤側の管路を支点とする一对の三次元アーチが管路両側の地盤中に発生し、この二つのアーチの足が沈下地盤側の管路上で重なるために生じるものと解釈できる。
- ③ 不同沈下量の増大に伴う管路の力学挙動の非線形的変化は、不同沈下に伴ってせん断面が発達・進展するにつれて、管路上部に鼓状に残る土塊ブロックが大きくなるが、この土塊ブロックの形成過程、すなわち三次元アーチの発達過程が不同沈下量の増大に対して非線形であるために生じるものと解釈できる。

(3) 各要因の影響

- ① 地盤密度と埋設深さが大きくなるにつれて、沈下地盤側の鉛直土圧、不動地盤側の鉛直反力土圧、ならびに管路の曲げひずみは増大する。また埋設深さが増えると沈下地盤側の鉛直土圧の集中範囲 (=鉛直反力土圧の消滅範囲) が最大で 65% 程度に狭くなる。
- ② 管路剛性が異なっても鉛直土圧と鉛直反力土圧の大きさはそれほど変わらないが、管路剛性が小さくなると、沈下地盤側の鉛直土圧の集中範囲 (=反力土圧の消滅範囲) が平均で 60% 程度に狭くなり、その結果、曲げひずみと管路の鉛直変位が変化する範囲も狭まり、曲げひずみの値は 2 倍程度大き

くなる。

③ 地盤の細粒分含有率が高くなるにつれて、沈下地盤側の鉛直土圧と曲げひずみは大きくなる。

(4) ガス指針の不同沈下挙動予測モデルの評価

測定結果との比較から、ガス指針で採用された不同沈下挙動予測モデル(図-3.12)は、管路の上半分に荷重として働く鉛直土圧 p_v と管路の下半分に働く鉛直反力土圧 p_r を区別せず、両者の差 $\Delta p = |p_v| - |p_r|$ が管路と地盤の相対沈下量に比例すると仮定しているため、実験結果とは異なる管路挙動を予測することが分かった。特に、このモデルによって予測される沈下地盤側の鉛直土圧の分布と大きさは実験結果と著しく食い違っているため、今後、この点の見直しが必要であると結論される。

第4章 埋設管路の軸方向設計法の提案

4.1 緒 論

第1章で述べたように、管路の軸方向に関する現行設計法には、ガス指針(1982)や農水基準(1988)があり、ガス指針の方が農水基準よりも詳細に設計法を規定している。ところが、第3章で指摘したように、埋設管路の軸方向挙動の実態を調べるために実施した遠心実験の結果と、ガス指針による予測結果を比較したところ、ガス指針による予測結果は、実験で判明した不同沈下量の増大に伴う管路の非線形な土圧・変形挙動を予測できず管路挙動の実態を反映し得ないことが判明した。

そこで本章では、第3章の遠心実験の結果に基づいて、継手の無い長尺管路の軸方向挙動を予測する新たな設計法を提案し、沈下地盤側で管路の上半分に働く鉛直土圧の最大値および地盤のばね定数の2つの入力定数の求め方を説明する。そして、遠心実験結果との照合、および同一条件に対する計算例の比較を通して、現行設計法(ガス指針)に対する提案設計法の優位性について論じる。

4.2 提案設計法の概要

本節では前章の遠心実験の結果に基づいて構築した提案設計法について説明する。

図-4.1に提案設計法で採用した力学モデル(以下、提案モデルと呼ぶ)と釣合い式を示す。提案モデルの概要、ならびに遠心実験から判明した管路の挙動との関連を以下の①～⑤に述べる。

- ① 三次元遠心実験の結果(例えば、図-3.4や図-3.9～図-3.11)によれば、地盤の沈下量 $\delta_g >$ 管路の沈下量 δ_p となった沈下地盤側の領域(提案モデルの領域2)では、鉛直反力土圧 p_r が消滅し、鉛直土圧 p_v は集中を示した。またこの領域の両側に位置する $\delta_g \leq \delta_p$ となった2つの領域(提案モデルの領域1と領域3)ではこれとは逆に p_v はゼロ近くまで減り、 p_r は集中を示した。このように、これら3つの領域における管路の土圧・変形挙動は、 δ_g と δ_p の大きさの違いによって全く異なったので、提案モデルでは領域を3つに分けることにした。
- ② 同じく三次元実験の結果から、領域2の p_v の分布形は、地盤密度の増大に伴って台形分布から領域の中央付近にピークを持つ三角形分布に変化することが分かった。このような土圧分布形の変化を表すため、領域2の p_v を領域の中央に最大値 p_{vmax} を持つ放物線形分布で近似することにした。
- ③ 領域1と領域3の平均鉛直反力土圧 p_r は、 $(\delta_g - \delta_p) \times k$ によって求めることにした。 k は地盤のばね定数(=地盤反力係数)であり、地盤・管路の相対沈下量 $\delta (= \delta_g - \delta_p)$ に関わらず一定と仮定した。
- ④ 管路自重 W_p/D を各領域に荷重として与えた。

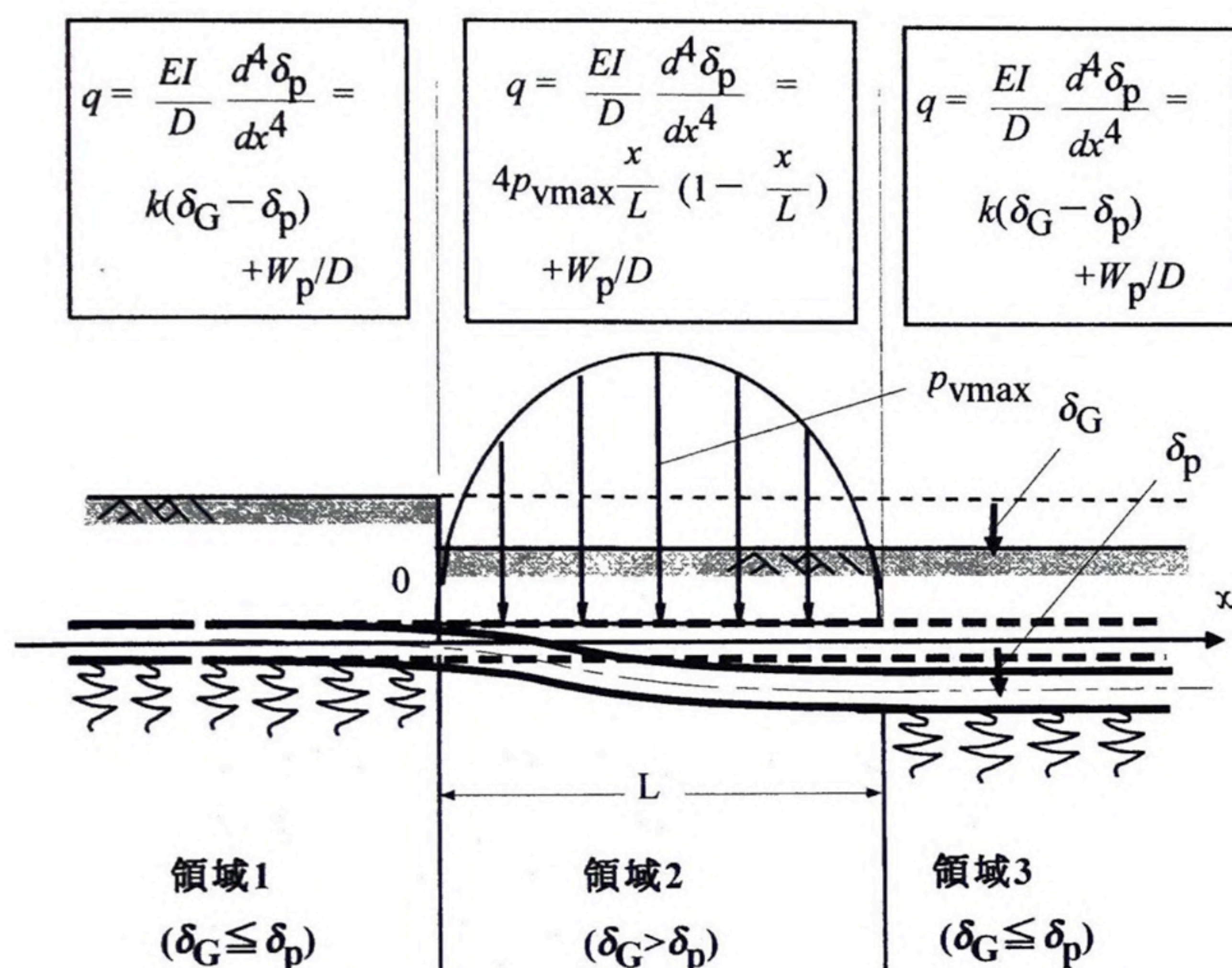


図-4.1 提案設計法の力学モデル

⑤ 三次元実験の結果によれば、領域2の距離 L は一定ではなく、床の降下量 s (=地盤沈下量 δ_G)の増大、管路の埋設深さの減少、管路剛性の増大につれて広くなり、また地盤条件の違いによっても変化することが分かった。この L の変化が、 δ_G の増大に伴って生じる管路挙動の非線形性を規定する主因の一つとなっていることは明らかである。ここでは、提案モデルに含まれる6つの要因(p_{vmax} , k , δ_G , ならびに管路の剛性 EI , 外径 D , 管路自重 W_p)が定まれば、 L が一義的に決定できるものと仮定した。

図-4.2に領域2の距離 L の決定フローを示す。設計条件として、管路の外径 D と曲げ剛性 EI , 管路自重 W_p , 土被り高 H , 地盤条件, ならびに地盤沈下量 δ_G が与えられる。ここで、 p_{vmax} と k が次節4.3で述べる手法によって推定できたとすると、領域2の距離 L 以外の全ての定数が決定されたことになる。そこで、ある任意の L を与えて、図-4.1に示した鉛直力の釣合い式を、各領域の境界における連続条件, ならびに式(4.1), (4.2)に示す管路両端無限遠における境界条件のもとに解く。ここに、 θ は管路のたわみ角である。

$$\text{at } x = -\infty \quad \delta_p = W_p/(kD), \quad \theta = 0 \quad (4.1)$$

$$\text{at } x = +\infty \quad \delta_p = \delta_G + W_p/(kD), \quad \theta = 0 \quad (4.2)$$

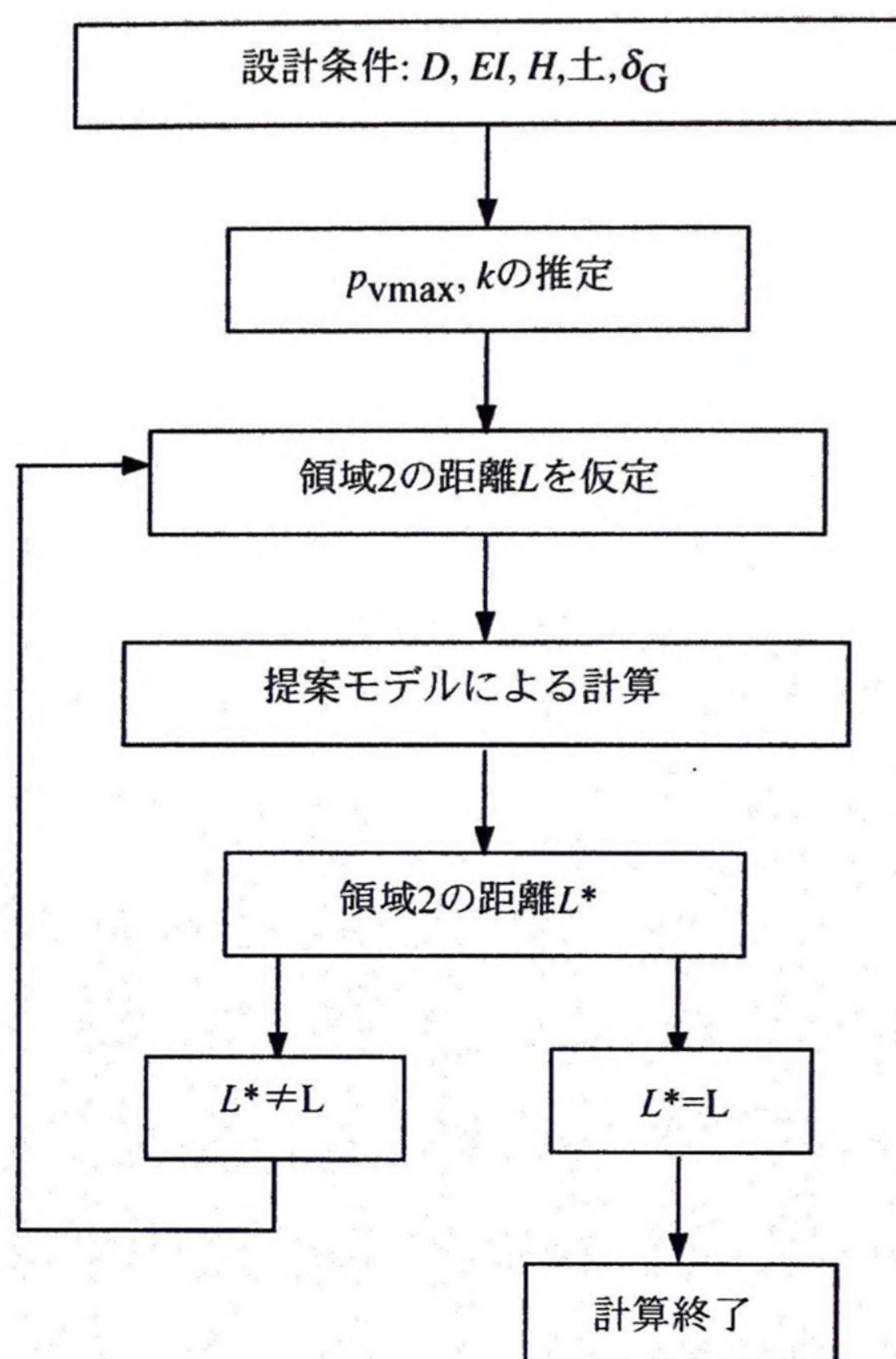


図-4.2 L の決定フロー

そして得られた δ_p の分布から、領域1・領域2の境界と $\delta_p = \delta_G + W_p / (kD)$ になる地点までの距離 L^* を求め、当初に与えた L と L^* を比べ、 $L^* \neq L$ の場合、 L を変化させて再度 L^* を計算する。この計算を $L^* = L$ となるまで繰返し、 L を決定する。

4.3 入力定数 p_{vmax} と k の決定法

提案設計法を用いて管路の挙動を予測するためには、領域2の鉛直土圧の最大値 p_{vmax} と地盤のバネ定数 k を定量化する必要がある。本節では、二次元模型管路を引上げる遠心実験(以下、引上げ実験と呼ぶ)と前章で示した三次元模型を用いた遠心実験の結果から p_{vmax} を、また二次元模型管路を引き下げる遠心実験(以下、引下げ実験と呼ぶ)の結果から k を推定する手法を示す。

なお、これら2つの定数の定量化に当たって、八谷ら(2003)に示したように三次元模型を用いた実験の結果を直接用いるのではなくて、二次元模型を用いた引上げ・引下げ両実験の結果を利用することにしたのは、三次元模型を用いた実験に比べて引上げ・引下げ両実験の方がはるかに簡単であり、

これらの定数を設計ツールとして比較的短期間で準備できると判断したためである。また, Selvadurai (1985), O'Rourke (1985), または Rajani (1993) のような解析的手法を選ばなかったのは, 引上げ・引下げ両実験で判明した地盤密度の著しい影響を表現できる解析手法が未だに解明されていないこと, および三次元模型を用いた実験で判明した領域 2 の鉛直土圧の集中とその非線形変化がこれまで知られておらず, したがってこの現象を説明し得る解析モデルが存在しないという理由によるものである。

(1) 二次元模型を用いた引上げ・引下げ遠心実験の方法と結果

図-4.3, および図-4.4 に示す模型実験装置を用いて, 4.2 で述べた三次元模型を用いた遠心実験と同じ模型地盤中に埋めた硬質アルミ製またはステンレス製の剛な模型管路(表-4.1)を, 遠心場において一定速度で引上げ, および引き下げて, 管路の鉛直変位量 δ (=地盤と管路の相対沈下量)と引上げ力 P_v (=管路に働く鉛直土圧の総量), ならびに引下げ力 P_r (=管路に働く鉛直反力土圧の総量)の関係を求めた。表-4.1 に示したように模型管路の長さ L が異なっているのは, 管路の最大たわみ量が 0.5 mm を超えないようにしたためである。容器内壁に働く摩擦軽減のためのリュブリケーションは, 応力レベルが極めて大きくなる引下げ実験のみ施し, 引上げ実験ではリュブリケーションを省いたが, この影響が小さいことを別の実験で確かめた。

実験条件は, 三次元模型を用いた遠心実験で用いたものと同じ砂質地盤材料(表-3.2)を用いて, 地盤の種類を3通り, 地盤密度を2通り, 模型管路の外径 D を3通り, 遠心加速度を3通りに変えて, 36 ケース行った。模型管路の外径 D , 遠心加速度, および模型の土被り高 H は, 原型管路の外径 D が 60 cm , 原型土被り高 H が 120 cm の同一寸法になるように各ケースで変化させて, いわゆる Modeling of models の手法による相似則の検証を行った。管路底と容器底の原型換算距離 H_b は, 表-4.1 に示すように各ケースで異なっているが, 引上げ実験ではこの影響が無視できること, および引下げ実験で H_b を 1.6 倍に増やしても結果が変わらないことをそれぞれ確かめた。

図-4.5(a)(b)は, 引上げ実験で得られた $P_v/\kappa HD \sim \delta D_m$ 関係と引下げ実験で得られた $P_r/\kappa HD \sim \delta D_m$ 関係を S16 地盤の場合を例にとって示している。ここに, κHD は管路直上の土塊重量, D_m は模型管路の外径である。 P_v と P_r からは模型管路の遠心場での重量 W_p を差引いてある。各図中の3つのマークが3通りの D_m で得られたデータで, 密, ゆる両地盤とも, D_m が異なってもデータは一致し, 引上げ・引下げ両実験における相似則の成立が確認できる。他の地盤条件でも同様に相似則の成立が確認できた。

図-4.6, 図-4.7は, 6通りの地盤条件で得られた平均鉛直土圧 $p_{v2D}=P_v/D$, ならびに平均鉛直反力土圧 $p_{r2D}=P_r/D$ と δ の関係を原型換算で示している。図-4.6の引上げ実験の結果から, 細粒分含有率が高く粘着項 c_d の大きい地盤ほど p_{v2D} が大きいこと, また同一材料地盤では密度が高いほど p_{v2D} が大きく, かつピークが明瞭なことが分かる。つぎに図-4.7の引下げ実験の結果から, S0D 地盤を除くと, どの地盤条件でも $p_{r2D} \sim \delta$ 関係は線形に近いこと, 同一の地盤材料では密度が高いほど p_{r2D} が大きいこと, さらに $c-\phi$ 材料地盤の S16 地盤と S30 地盤では細粒分含有率の違いによる p_{r2D} の相違があまりないことが分かる。

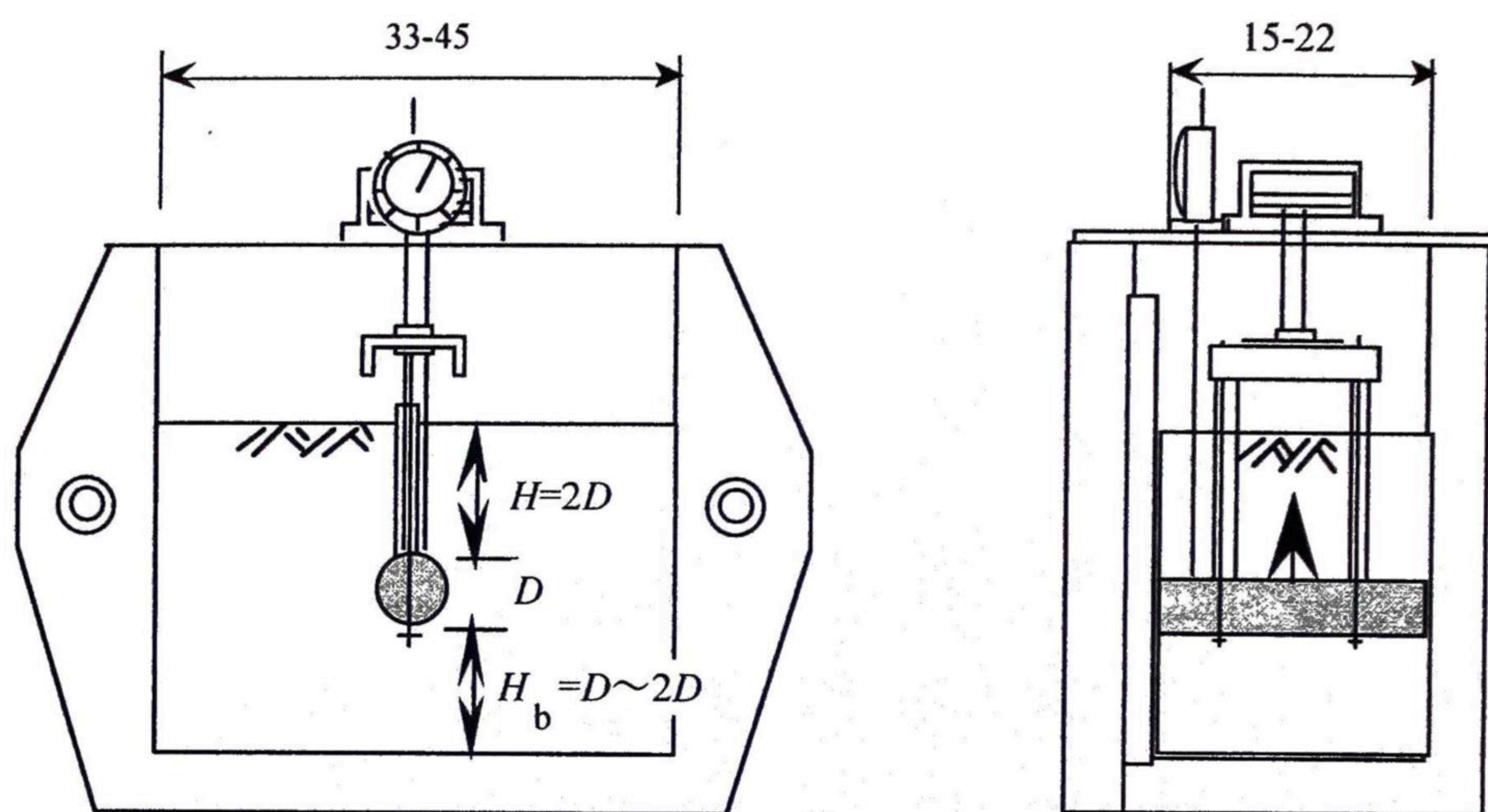


図-4.3 引上げ模型実験装置 (単位 : cm)

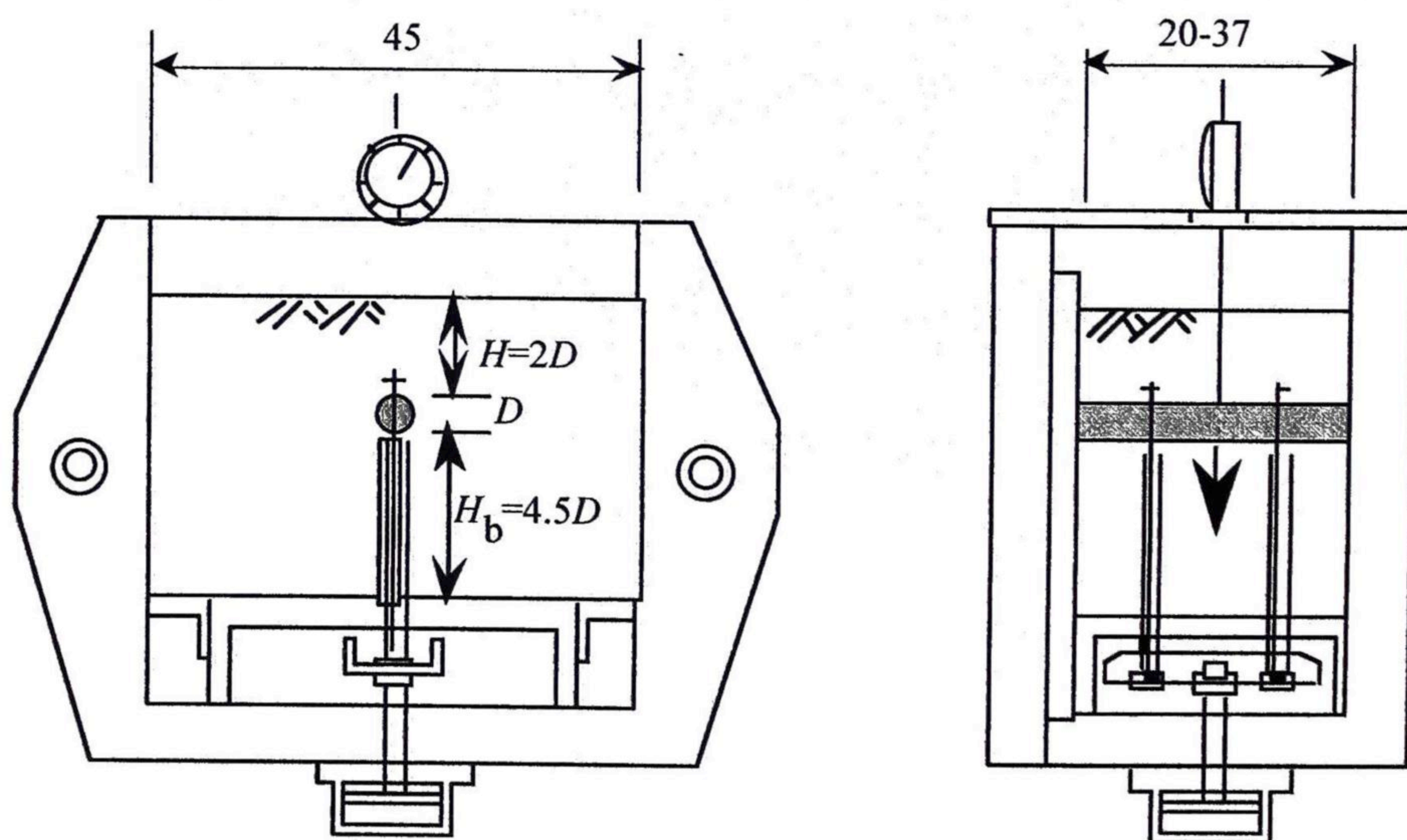


図-4.4 引下げ模型実験装置 (単位 : cm)

表-4.1 引上げ・引下げ実験の条件

実験の種類	模型管路		遠心加速度 (g)	模型寸法		原型寸法	
	D (cm)	L (cm)		H (cm)	H_b (cm)	D (cm)	H (cm)
引上げ	2	22	30	4	4	60	120
	4	22	15	8	8		
	9	15,22*	6.7	18	10		
引下げ	1	20	60	2	4.5	60	120
	2	20,37**	30	4	9		
	4	20,37**	15	8	18		

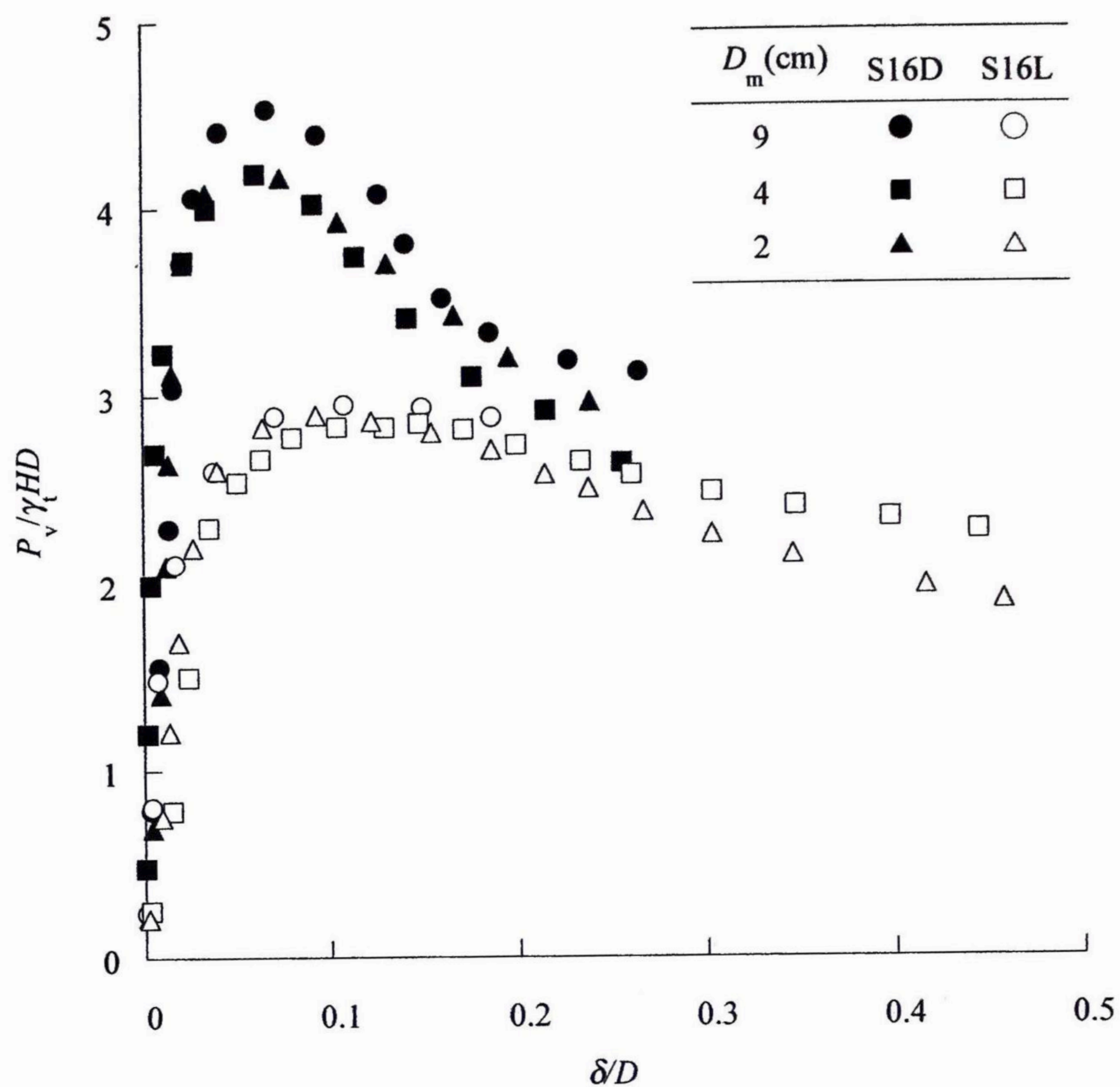
*S30Dのみ, **Dense地盤のみ

(2) $p_{vmax} \sim \delta_g$ 関係の定量化

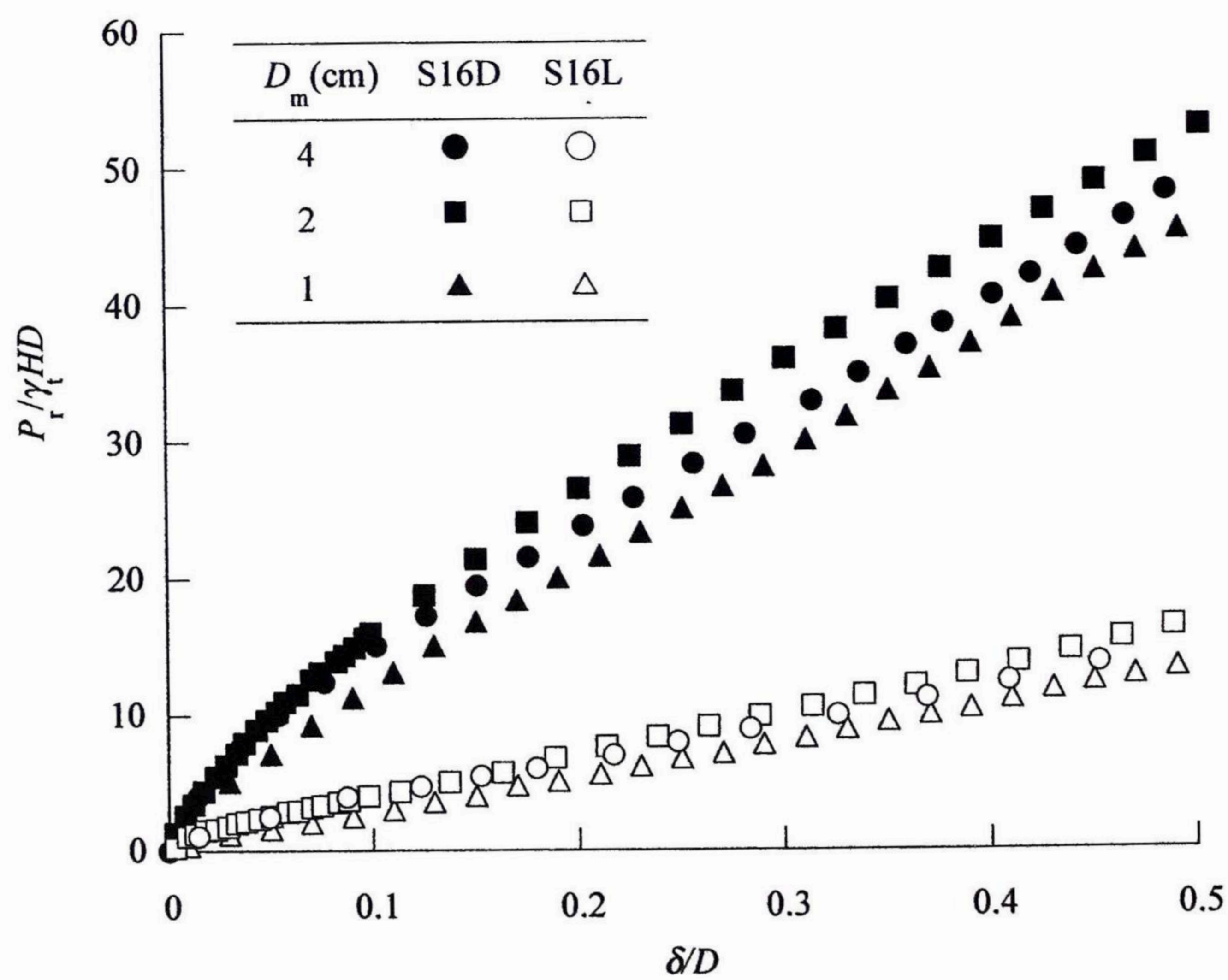
引上げ実験で得られた $p_{v2D} \sim \delta$ 曲線(図-4.6), ならびに三次元模型を用いた遠心実験で得られた $p_{vmax} \sim$ 床の降下量 $s (= \delta_g)$ 関係(図-3.14(a))は, 地盤の種類と密度によって度合いはかなり異なったが, いずれも強い非線形性を示した. したがって p_{vmax} を相対沈下量 δ に関わらず一定と仮定するのは無理がある. そこで, 引上げ実験で得られた $p_{v2D} \sim \delta$ 曲線(図-4.6)を用いて三次元挙動における $p_{vmax} \sim \delta_g$ 曲線を以下のように推定することにした.

図-4.8は, 沈下地盤側で最大鉛直土圧 p_{vmax} を生じた位置の δ_p/s の値を床の降下量 s に対してプロットしている. データにばらつきはあるが, 地盤条件, 床降下量 s , 管路の土被り高 H , 管路剛性に関わらず, $\delta_p/s \approx 0.8$ と近似できる. p_{vmax} を生じた位置の地盤沈下量 δ_g は s とほぼ等しいことが地盤変形の観察結果から分かっているので, その位置における地盤と管路の沈下量 $\delta (= \delta_g - \delta_p)$ の値は, ほぼ $0.2\delta_g$ として良い. そこで, 引上げ実験で得られた $p_{v2D} \sim \delta$ 関係と三次元模型を用いた遠心実験で得られた $p_{vmax} \sim \delta (= 0.2\delta_g)$ 関係を, 同一地盤条件・同一原型土被り高 $H (= 120 \text{ cm})$ の条件で比べてみた. 図-4.9は, 同一 δ における p_{vmax} と p_{v2D} との比 $\alpha (= p_{vmax} / p_{v2D})$ を δ に対してプロットしている. データにばらつきはあるが, 全てのデータの平均値として $\alpha = 1.3$ が得られる. α は, 三次元効果による土圧集中係数とみなされる.

以上から, 二次元模型を用いた引上げ実験で得られた $p_{v2D} \sim \delta$ 曲線(図-4.6)の δ と p_{v2D} を, 同図に副座標として示したようにそれぞれ $5 (= \delta_g / \delta)$ 倍, $1.3 (= \alpha)$ 倍すれば三次元挙動の $p_{vmax} \sim \delta_g$ 曲線を推定できることが分かった. 設計条件として与えられる δ_g に対して適用すべき p_{vmax} の値は, この図-4.6の推定曲線を用いて求めることにした.



(a) $P_v / \gamma_t HD \sim \delta / D_m$ 関係



(b) $P_r / \gamma_t HD \sim \delta / D_m$ 関係

図-4.5 S16 地盤における引上げ・引下げ実験の結果

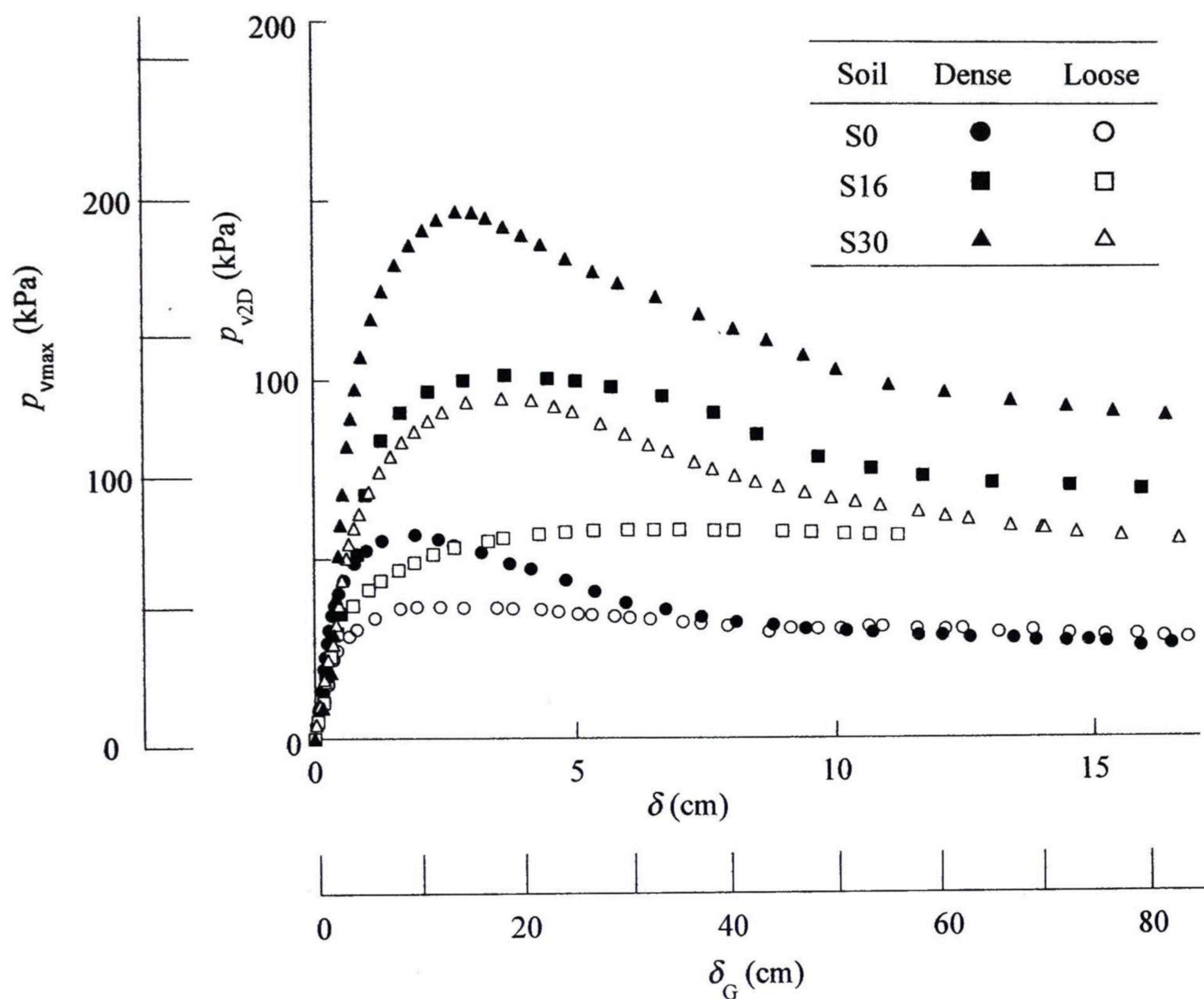


図-4.6 引上げ実験で得られた $p_{v2D} \sim \delta$ 関係と三次元挙動に対する推定 $p_{vmax} \sim \delta_G$ 曲線

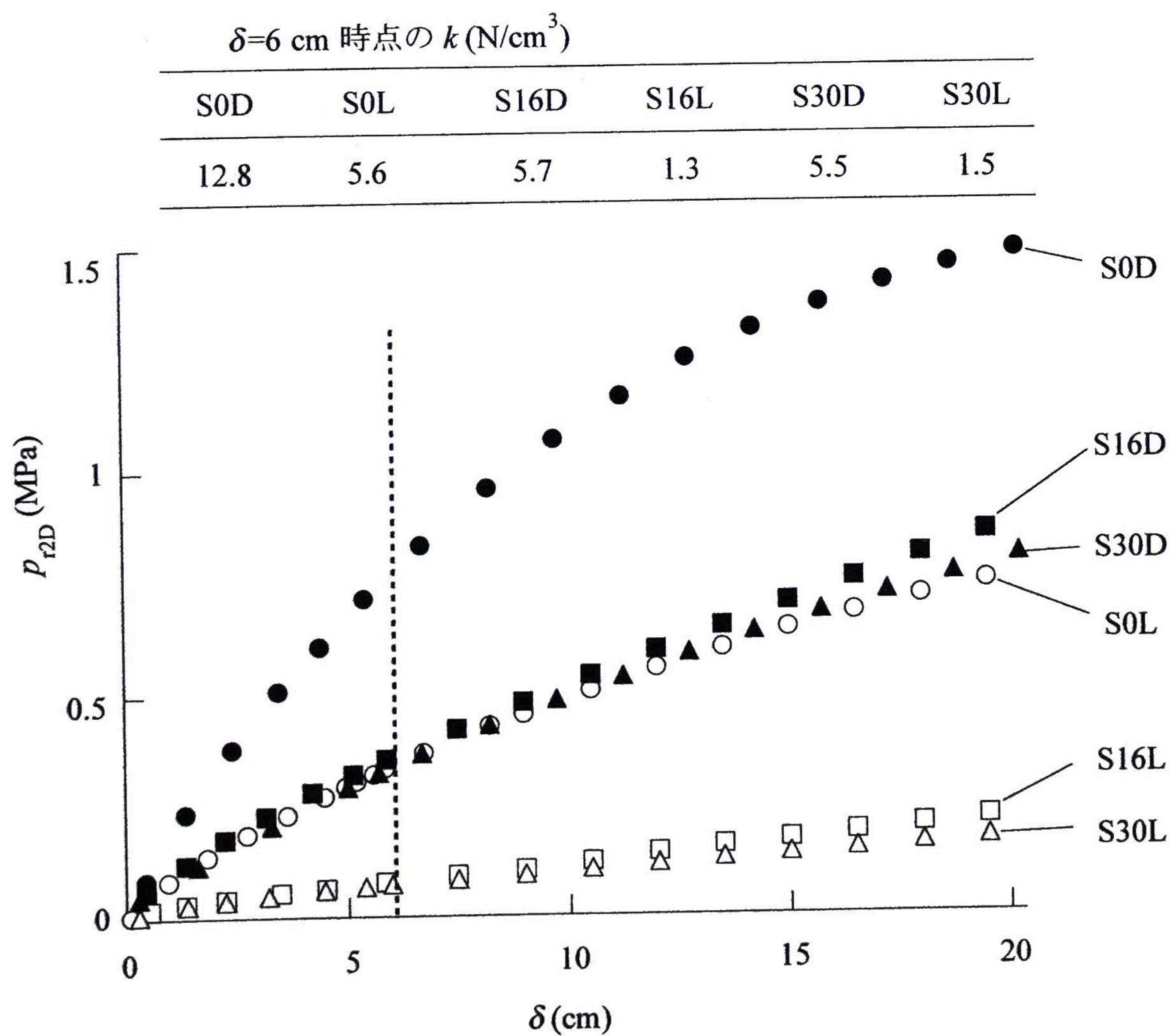


図-4.7 引下げ実験で得られた $p_{v2D} \sim \delta$ 関係と k 値 ($\delta = 6 \text{ cm}$)

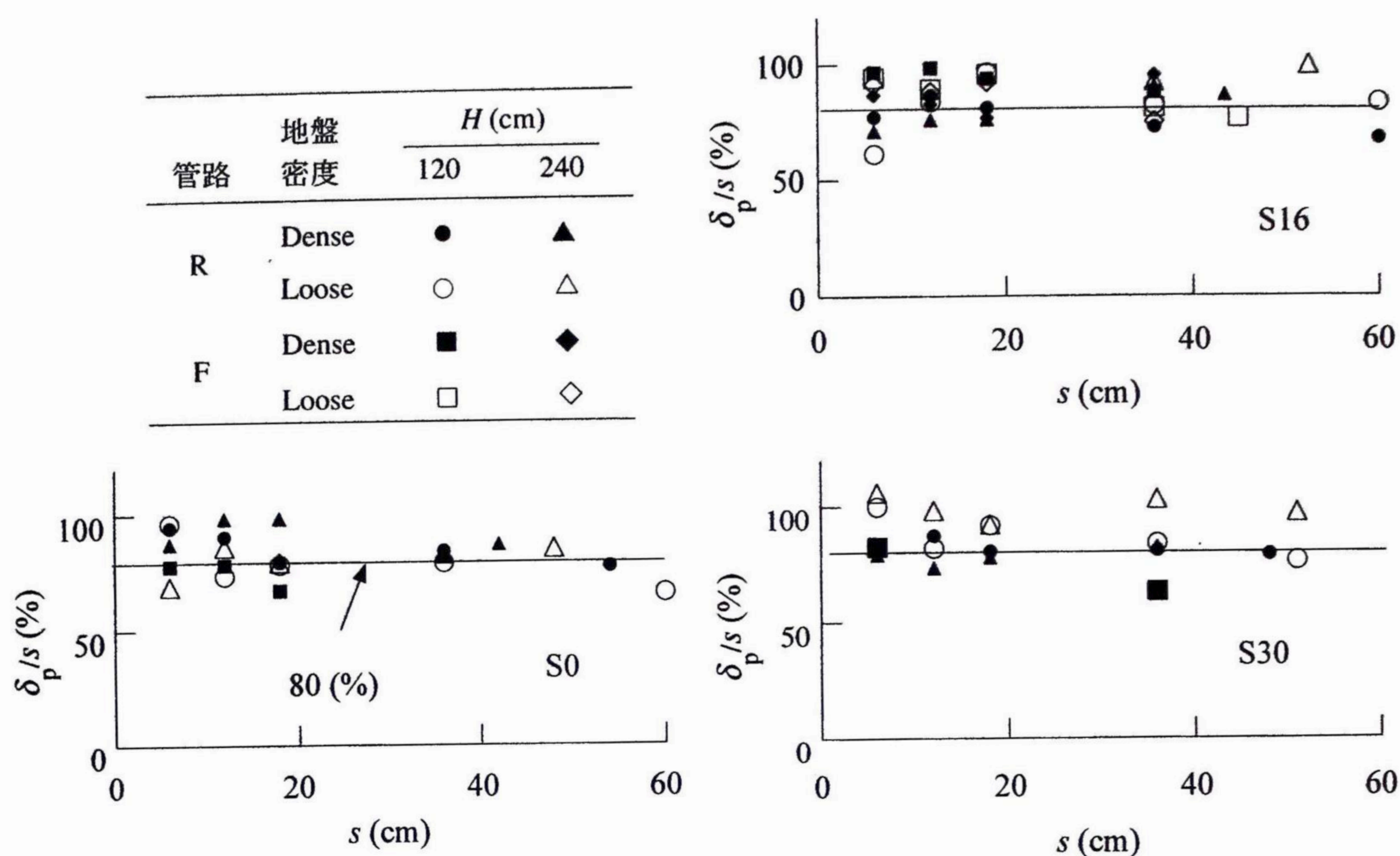


図-4.8 $\delta_p/s \sim s$ 関係

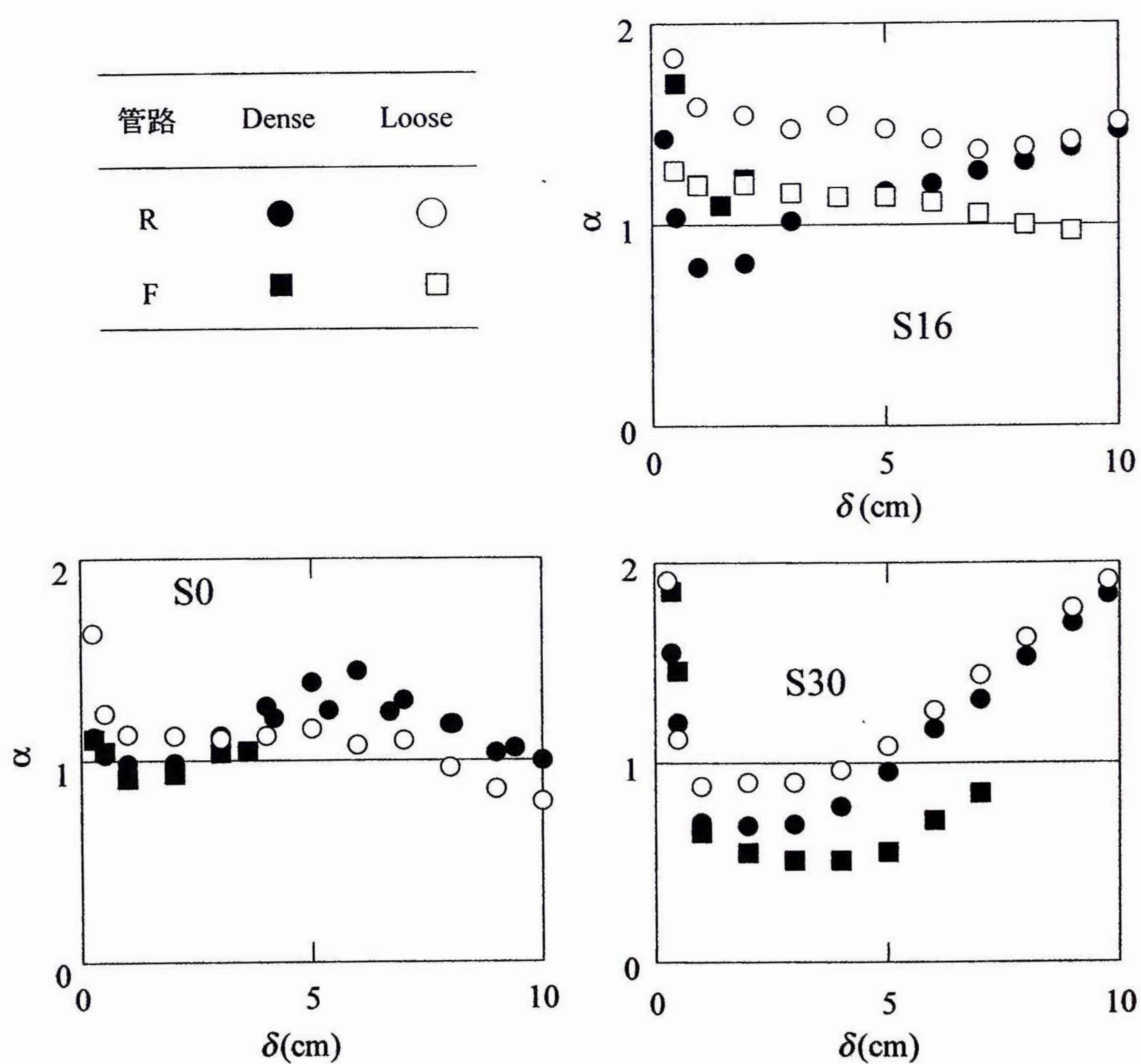


図-4.9 $\alpha = p_{vmax}/p_{v2D} \sim \delta$ 関係

(3) k の定量化

図-4.7に示したように、二次元模型を用いた引下げ実験で得られた $p_{r2D} \sim \delta$ 関係は線形に近かったので、提案設計法で用いる k は、これらの曲線においてほぼ最急勾配に相当する $\delta = 0.1D = 6 \text{ cm}$ 時点の勾配を採ることとした。図-4.7中の表に採用した k の値を示す。

4.4 三次元模型を用いた遠心実験との比較

本節では、提案設計法とガス指針の設計法を用いて前章で示した遠心実験に対する予測計算を行い、遠心実験との照合を通して提案設計法の妥当性と優位性を確かめる。結果はいずれも原型換算で表す。

(1) 計算方法

計算は、提案モデル(図-4.1)とガス指針モデル(図-1.1あるいは図-3.12参照)を用いて、 $D=60 \text{ cm}$ 、 $H=120 \text{ cm}$ の条件で実施した三次元模型を用いた遠心実験10ケースについて行った。なお、ガス指針モデルについても管路自重を荷重項として与えた。

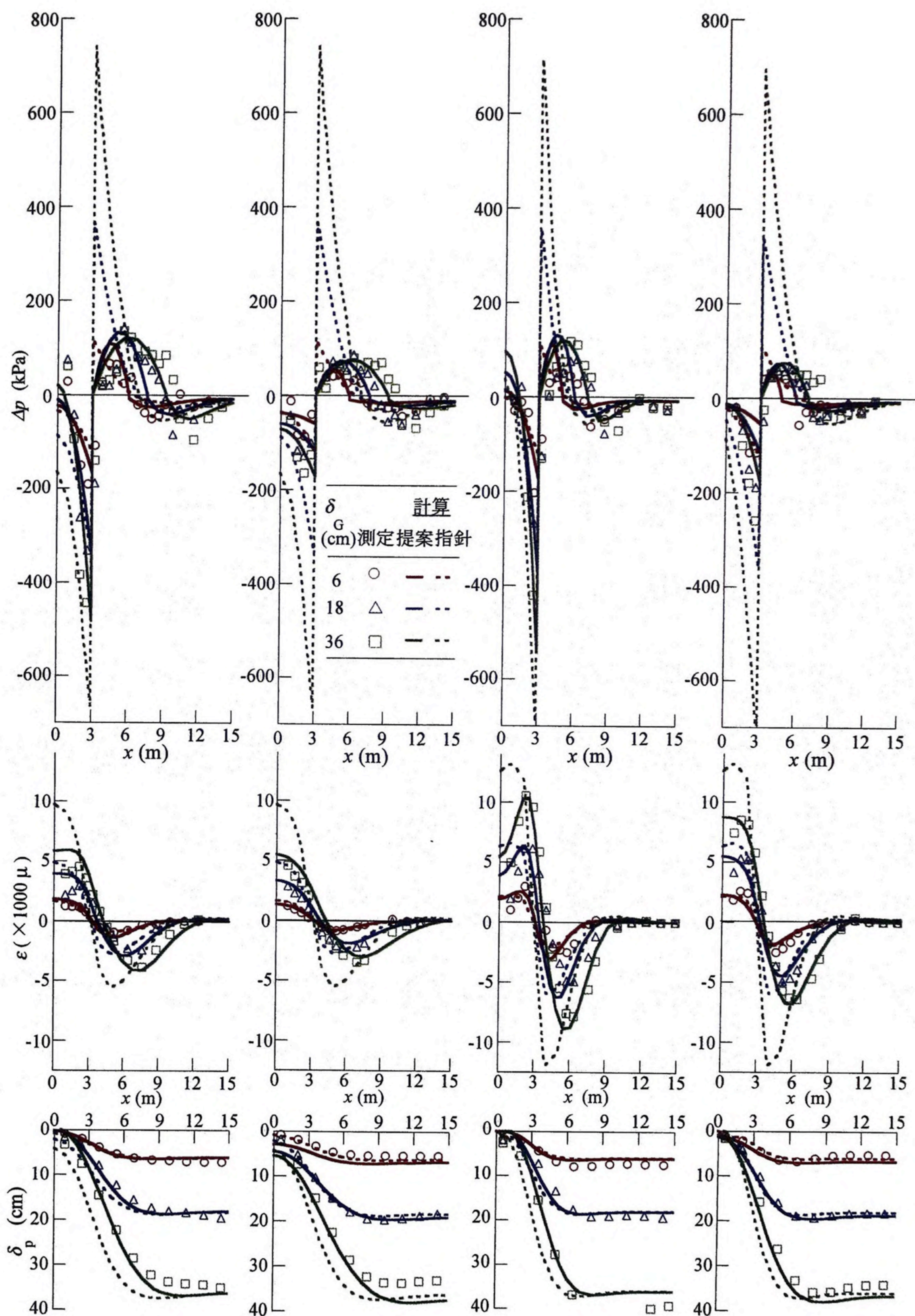
境界条件は、両モデルとも実験に合わせて管路の左端($x=0 \text{ m}$)を対称軸とし、そこで管路のたわみ角 θ がゼロの条件を与えた。さらに管路の右側では、 $x=\infty$ において $\delta_p = \delta_g + W_p/(kD)$ 、ならびにたわみ角 θ とモーメントがゼロの条件を与えた。この無限遠境界条件は厳密には実験の条件とは異なるが、実験に合わせて実験容器の右端に相当する $x=17.7 \text{ m}$ で同じ条件を与えても計算結果がほとんど変わらないことを確めた。

提案モデルの入力定数 p_{vmax} と k は、前節4.3で示した図-4.6と図-4.7から決定した。ガス指針モデルのばね定数 k は、どの地盤条件に対しても指針の規定値である 3.8 N/cm^3 を与えた。また、管路自重 W_p の値は、両モデルとも表-3.1に示した模型管路の原型換算値を与えた。

(2) 計算結果と遠心実験結果の比較

図-4.10と図-4.11は、両モデルによる計算結果と三次元実験の結果を比べている。図-4.10は地盤の沈下量 δ_g が増大する時の比較例(S16地盤)、図-4.11は $\delta_g=36 \text{ cm}$ 時点の地盤別の比較例(密地盤、R管路)である。両図の Δp の計算結果は $|p_v - W_p/D| - |p_r|$ を、また Δp の実験結果は $|p_v| - |p_r|$ を表し、いずれも下向きを正として図示している。 p_v の計算結果から平均管路自重 W_p/D を差し引いた理由は、遠心実験で測定された p_v に W_p/D が含まれないため、計算結果と測定結果を直接比較できるようにしたためである。また、各図のマーク、実線、破線が、実験結果、提案モデルによる予測結果、およびガス指針モデルによる予測結果をそれぞれ表す。他の地盤条件、および δ_g の場合も以下の比較結果は同様であった。

提案モデルによる予測結果は、S0地盤・R管路の場合の2ケースを除いた残り8つの全ケースで、図-4.10、図-4.11に示すように測定結果と良く一致しており、 δ_g の増大に伴う管路の非線形挙動と地



(a) S16D・R管路

(b) S16L・R管路

(c) S16D・F管路

(d) S16L・F管路

図-4.10 異なる δ_G に対する三次元遠心実験結果と提案設計法・

ガス指針設計法による予測結果の比較 (S16 地盤, W_p 考慮)

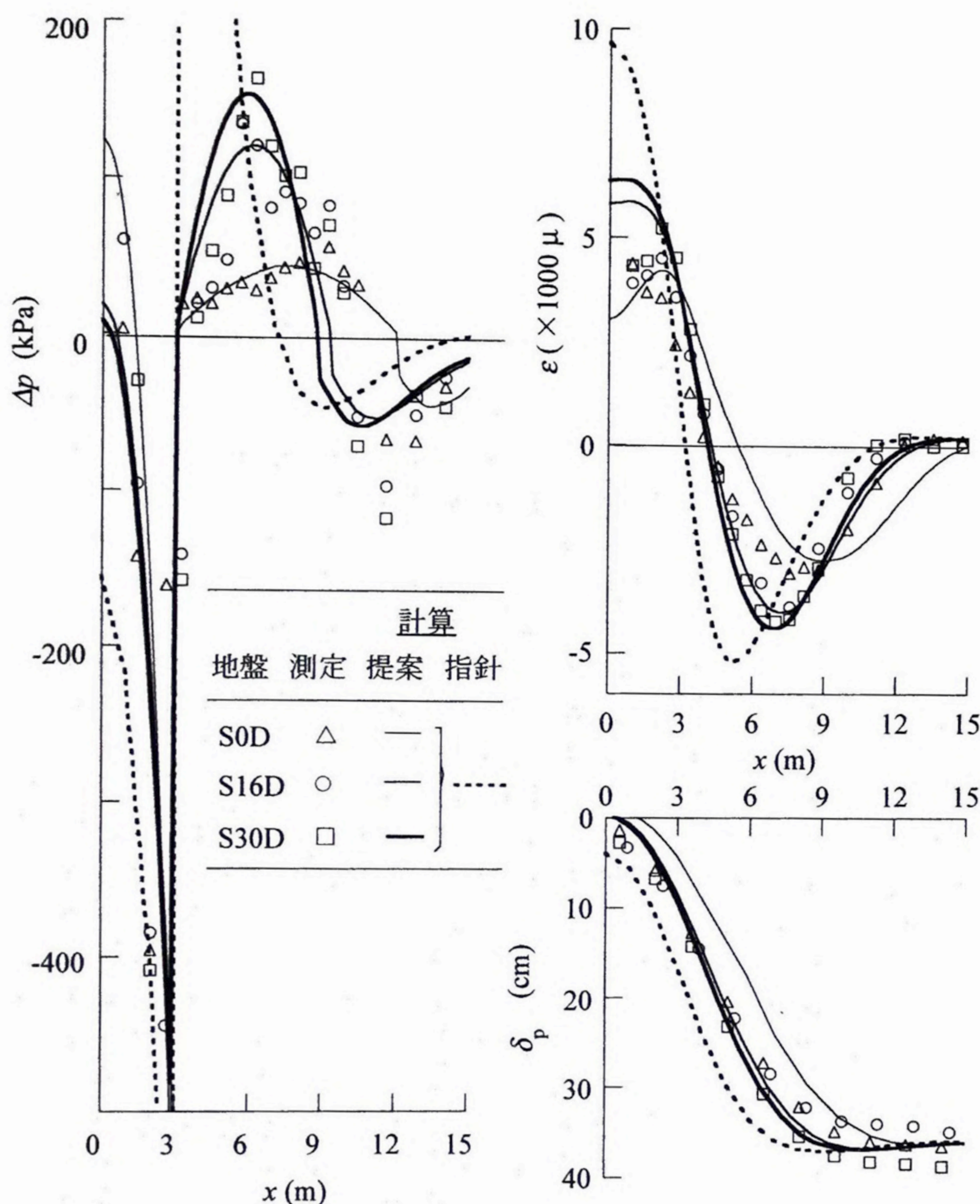


図-4.11 異なる地盤材料に対する三次元模型を用いた遠心実験結果と
提案設計法・ガス指針設計法による予測結果の比較（密地盤，R管路）

盤条件（地盤の種類と密度）の違いによる管路挙動の変化をうまく表している。この予測結果と実験結果の良好な一致は提案モデルで採用した仮定と入力定数の決定法がほぼ妥当であったことを示す。

なお，S0地盤・R管路の場合の2ケースで例外的に予測結果が測定結果と食い違ったのは，S0地盤の場合，図-4.11の Δp （ \triangle のマーク）が示すように，領域2の鉛直土圧分布が領域のかなり右側でピークを持つ放物線形分布で近似できなかったためである。そしてS0地盤の測定 Δp がこのような分布形となったのは，粘着力を持たないS0（乾燥砂）が不同沈下量の増大につれて管路上部で崩壊し，不同沈下に伴って発生する三次元アーチを保持できなかったことによると推察される。したがって粘着力

を持たない ϕ 材料で埋め戻す場合、提案設計法の適用性は一般的な $c\text{-}\phi$ 材料で埋め戻す場合に比べてやや劣ると言える。

つぎに、ガス指針モデルによる予測結果は、領域2の土圧分布と不動・沈下両地盤の境界($x=3\text{ m}$)付近の Δp の大きさが実験結果とは大きく異なり、その結果、 ε と δ_p も、地盤沈下量 δ_G が小さい $\delta_G=6\text{ cm}$ の場合を除いて実験結果とかなりの違いを生じ、 δ_G の増大につれて差が広がっている。さらに、ガス指針モデルによる予測結果には、管路剛性の違いによる差は一応現われているが、同じ管路剛性の条件では、地盤条件(地盤の種類と密度)が異なっても変化がない。また、土被り高を変化させた場合もガス指針モデルによる予測には全く変化が見られなかった(東田ら 2005)。これは、ガス指針モデルの計算において、規定値である一定ばね定数 $k(=3.8\text{ N/cm}^3)$ を用いたため、当然の結果と言える。ところが、提案モデルで与えた k 値(図-4.7中の表)や、 H/D を変化させて実施した引下げ遠心実験で得られた k 値をガス指針モデルに適用して計算してみたところ、計算結果には各要因の違いが一応現われたが、図-4.10と図-4.11に示した結果よりも実験結果との差が一層拡大するケースの方が多かった(八谷ら 2003)。よって、ガス指針の設計法は遠心実験で変化させた管路剛性以外の要因の影響を正當に扱えないと言える。

以上の遠心実験との比較から、提案設計法の妥当性とガス指針設計法に対する優位性が確められた。

4.5 提案設計法の特長比較

提案設計法によって予測される管路の力学挙動が k 、 $p_{v\max}$ 、 δ_G 、 EI 、および D の変化によってどのように変わるかを、無限長管路を対象とした計算例により確認し、ガス指針設計法による予測と比較した。なお、管路両端の境界を無限遠方で与えた今回の計算結果が、管路の左端を対称軸とする三次元模型を用いた遠心実験の境界条件の計算結果とほとんど変わらないことを確認しているため、計算例によって示される設計法の特長の真偽は、前節4.4と同様に三次元模型を用いた遠心実験で得られた定性的傾向との比較によって確認できる。

(1) 計算方法

計算は一つの定数の値のみを独立に変え、それ以外は、 $D=60\text{ cm}$ 、 $EI=22.7\text{ MN}\cdot\text{m}^2$ (以上は三次元遠心実験で用いたR管路の原型換算値)、 $p_{v\max}=98\text{ kPa}$ (提案設計法のみ)、 $k=4.9\text{ N/cm}^3$ 、 $\delta_G=18\text{ cm}$ に固定した。また、 W_p については、図-4.12に示した計算以外では考慮しなかった。

(2) Δp 、 ε 、 δ_p の分布の比較

W_p 、 k 、 δ_G の値を変化させた場合の Δp 、 ε 、 δ_p の分布の変化を図-4.12～図-4.14に示す。各図の横軸の x は不動地盤と沈下地盤の境界を原点とする距離を表す。図-4.12と図-4.13は k による変化を表しており、図-4.12が提案設計法でR管路の W_p を与えた場合、図-4.13(a)が提案設計法で W_p を与えな

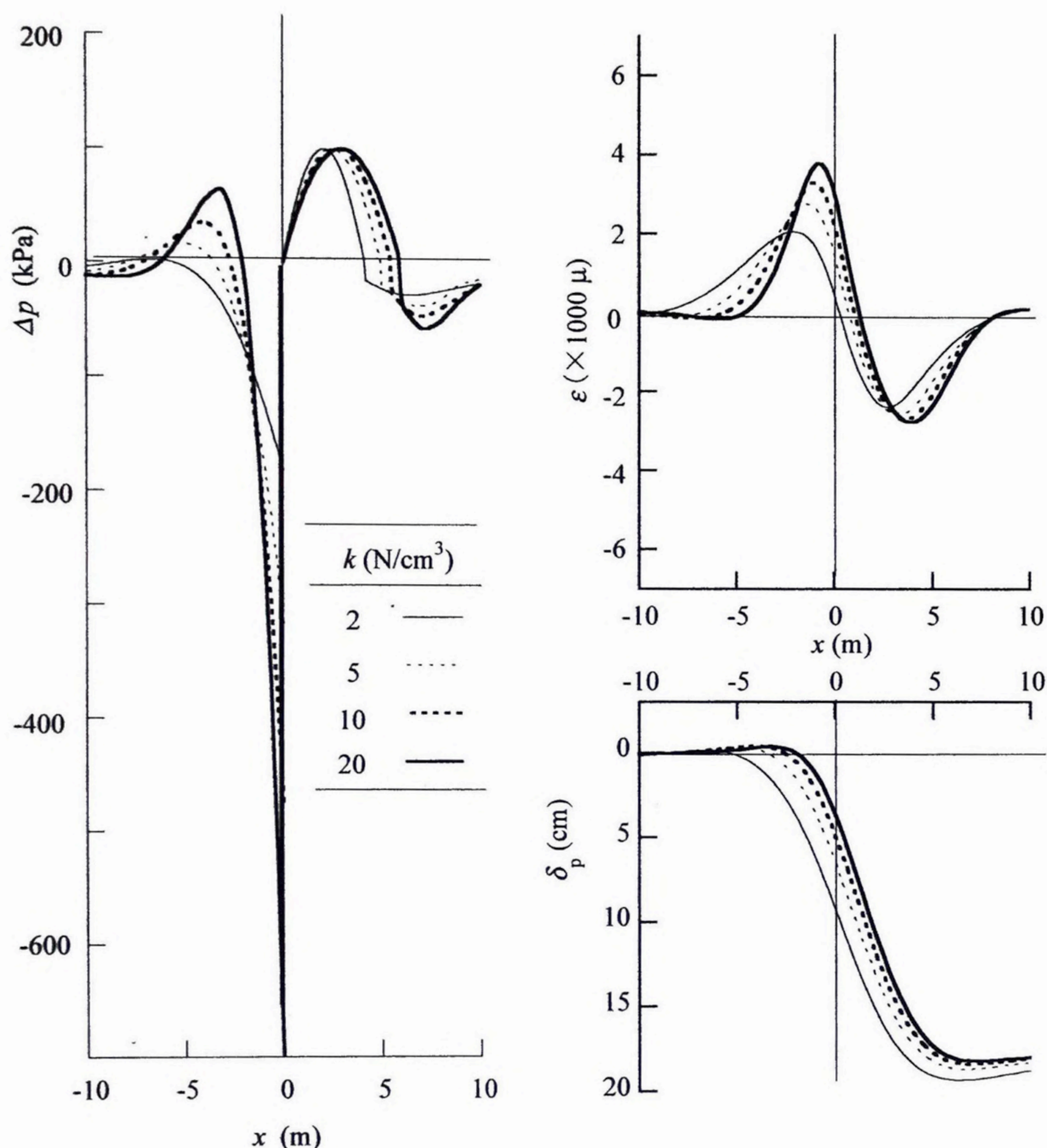


図-4.12 異なる k に対する Δp , ε , δ_p の分布 (提案設計法, W_p を与えた場合)

い場合, 図-4.13 (b) がガス指針の設計法で W_p を与えない場合の計算結果をそれぞれ示す. さらに図-4.14 は, W_p を与えずに δ_g の値を変化させた場合の両設計法の Δp , ε , δ_p の分布の変化の比較である.

まず, W_p の影響を検討しよう. 図-4.12 と図-4.13 (a) の提案設計法による計算結果を比べると, W_p を与えた図-4.12 の場合, W_p を与えなかった図-4.13 (a) の場合に比べて, 領域 2 の距離 L が k 値に関わらずいずれも 30cm ほど狭くなっており, そのため, ε の最大値と δ_p がそれぞれ 2~4%, および 0.5~0.05cm 程度増えているものの, これらの差は実用的に無視できるオーダーである. また, ガス指針の設計法で W_p を与えなかった図-4.13 (b) の計算結果を, R 管路の W_p を与えた場合の計算結果 (図は省略) と比べると, 八谷・東田 (2005) に示したようにやはり大差がなかった. 3.2 (1) で述べたように R 管路の W_p は実際の管路の W_p よりもかなり大きいので, 管路自重の影響は両設計法とも無視し得ると言える.

次に、図-4.13と図-4.14から、 k と δ_G の変化に対する提案設計法とガス指針設計法の Δp 、 ε 、 δ_p の分布の変化には以下のような明瞭な違いが見られる。

提案設計法による計算結果は、 k および δ_G の増大につれて、三次元模型を用いた遠心実験の結果と同様に、領域2の距離 L が増えていき、これに伴って Δp 、 ε 、 δ_p の分布が全体に右方向にシフトする結果、どの分布も $x=0$ の左右で対称になっていない。一方、ガス指針設計法による分布は、遠心実験結果とは異なり、このような分布のシフトがなく、また L が一定で変化しないため、図-4.14(b)の δ_p を除いて常に $x=0$ の左右で対称となっている。また、ガス指針設計法によって算定された Δp の最大値は、不動地盤側、沈下地盤側とも、 k および δ_G 増大につれて地盤の降伏応力をはるかに超える程度まで増大しており、遠心実験の結果から見ても現実性に乏しいと言える。

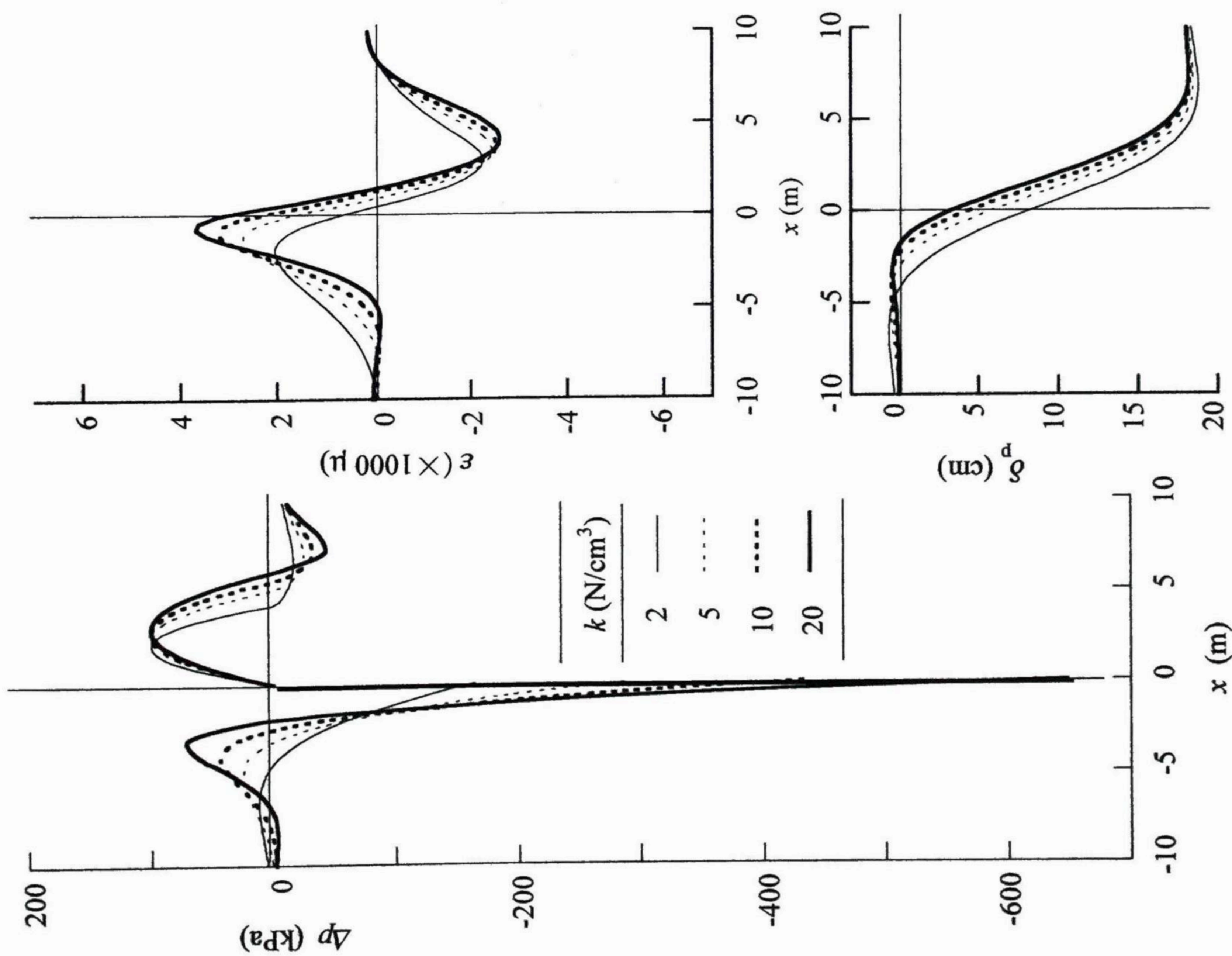
(3) 管路に生じる最大曲げひずみの比較

図-4.15に、各定数を変化させた時に管路に生じる最大曲げひずみの絶対値 $|\varepsilon_{\max}|$ の変化を示す。これらはいずれも W_p を与えない場合のデータである。提案設計法の不動側、沈下側として示した2本のラインはそれぞれ領域1と領域2における $|\varepsilon_{\max}|$ を表す。 k 、 δ_G 、 $p_{v\max}$ を変化させた場合、提案設計法によって得られた両領域の $|\varepsilon_{\max}|$ の値は異なる。一方、 k と δ_G を変化させた場合、ガス指針設計法によって求めた $|\varepsilon_{\max}|$ は、領域1と領域2で等しい。

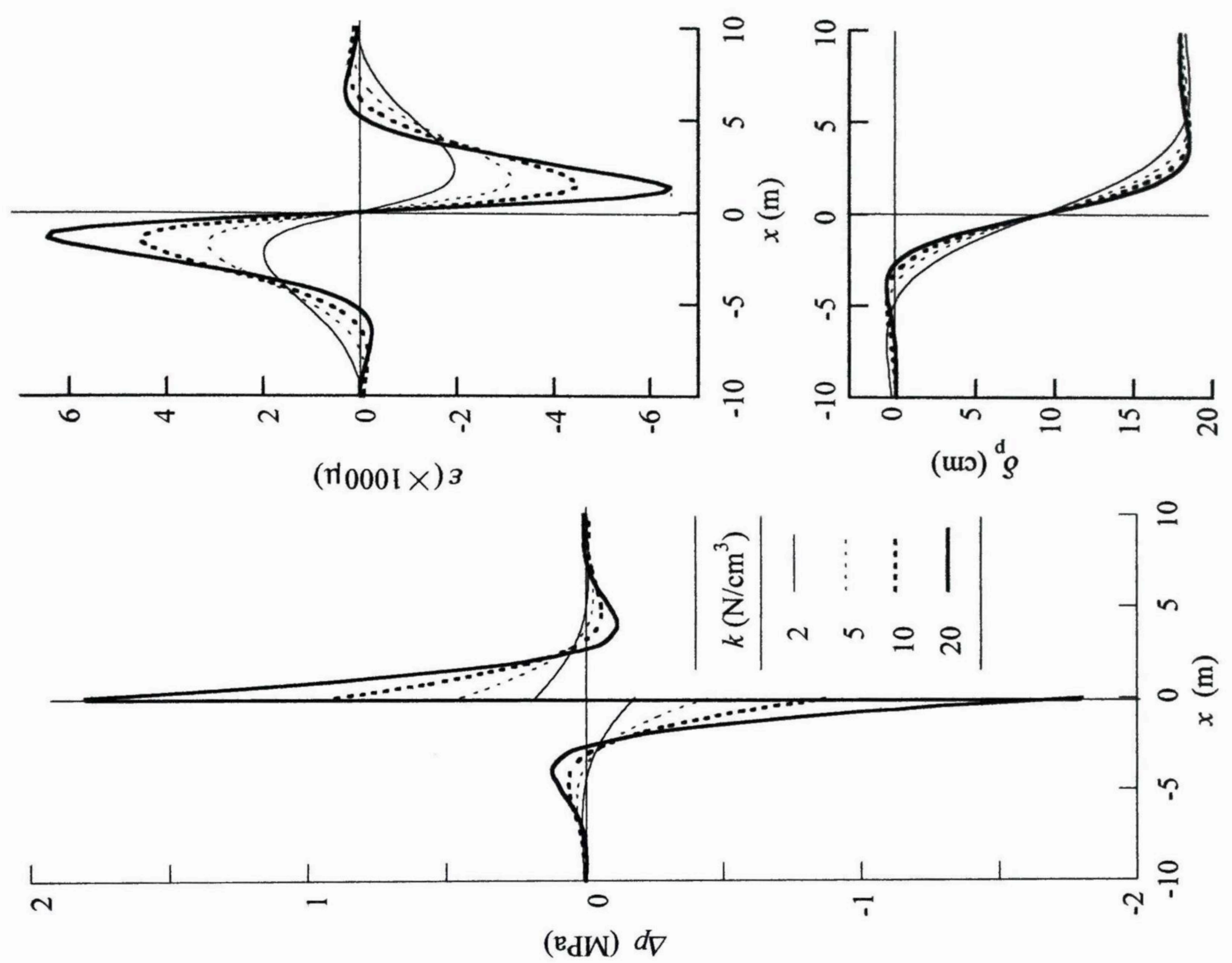
次に、提案設計法によって求めた $|\varepsilon_{\max}|$ は k 、 δ_G 、 $p_{v\max}$ の変化に対して遠心実験結果と同様に強い非線形性を示し、これらの定数の $|\varepsilon_{\max}|$ に対する感度はかなり鈍い。これに対して、ガス指針設計法によって求めた $|\varepsilon_{\max}|$ は、 k 、 δ_G の変化に対して線形的に変化し、この2つの定数の $|\varepsilon_{\max}|$ に対する感度は非常に高く、提案設計法や遠心実験の結果とは傾向が異なる。最後に、 EI と D を変化させた時の $|\varepsilon_{\max}|$ の変化傾向は提案設計法、ガス指針とも良く似ている。

図-4.15に示した両設計法の $|\varepsilon_{\max}| \sim k$ 関係と $|\varepsilon_{\max}| \sim \delta_G$ 関係における線形性と対称性の相違は、図-4.13と図-4.14に示された両設計法における領域2の距離 L の変化傾向ならびに対称性の違いによって生じている。また、 k および δ_G を変化させた場合の両設計法の $|\varepsilon_{\max}|$ の大きさの差(図-4.15)は、両設計法によって算定された Δp の分布形と大きさの顕著な相違によって生じたことが理解できる。

以上の設計法の特性比較から、提案設計法による ε_{\max} の予測結果は、 δ_G ならびに地盤条件によって決まる k と $p_{v\max}$ の変化に対して強い非線形性を示し、遠心実験で観測された管路の挙動と定性的な傾向が整合することが確かめられた。一方、ガス指針の設計法は管路の非線形挙動を表すことができず、したがって、提案設計法がガス指針設計法に対して優位性を持つことがここでも再確認された。

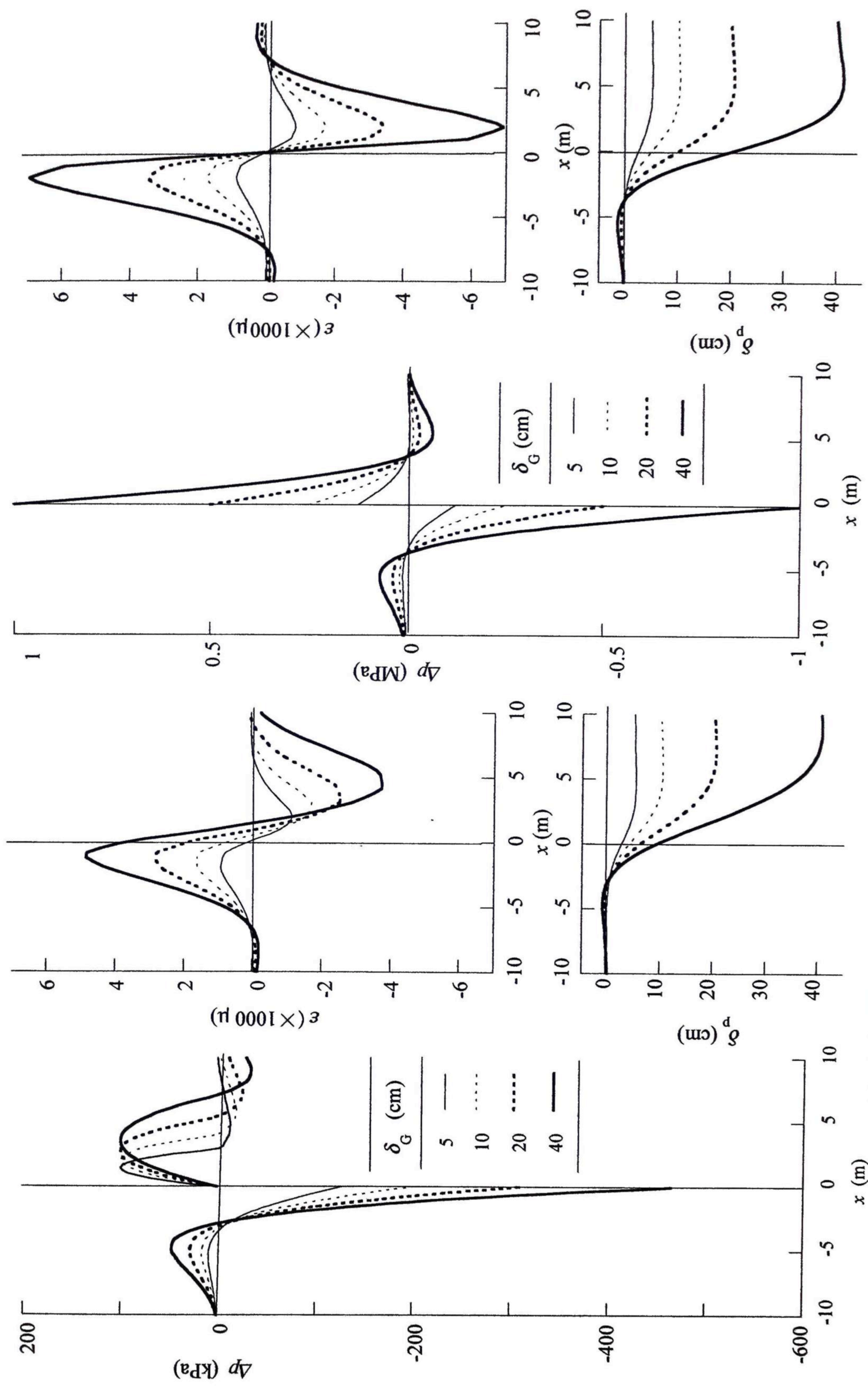


(a) 提案設計法



(b) ガス指針設計法

図-4.13 異なる k に対する Δp , ε , δ_p の分布 (W_p を与えない場合)



(a) 提案設計法 (b) ガス指針設計法

図-4.14 異なる δ_G に対する Δp , ε , δ の分布 (W_p を与えない場合)

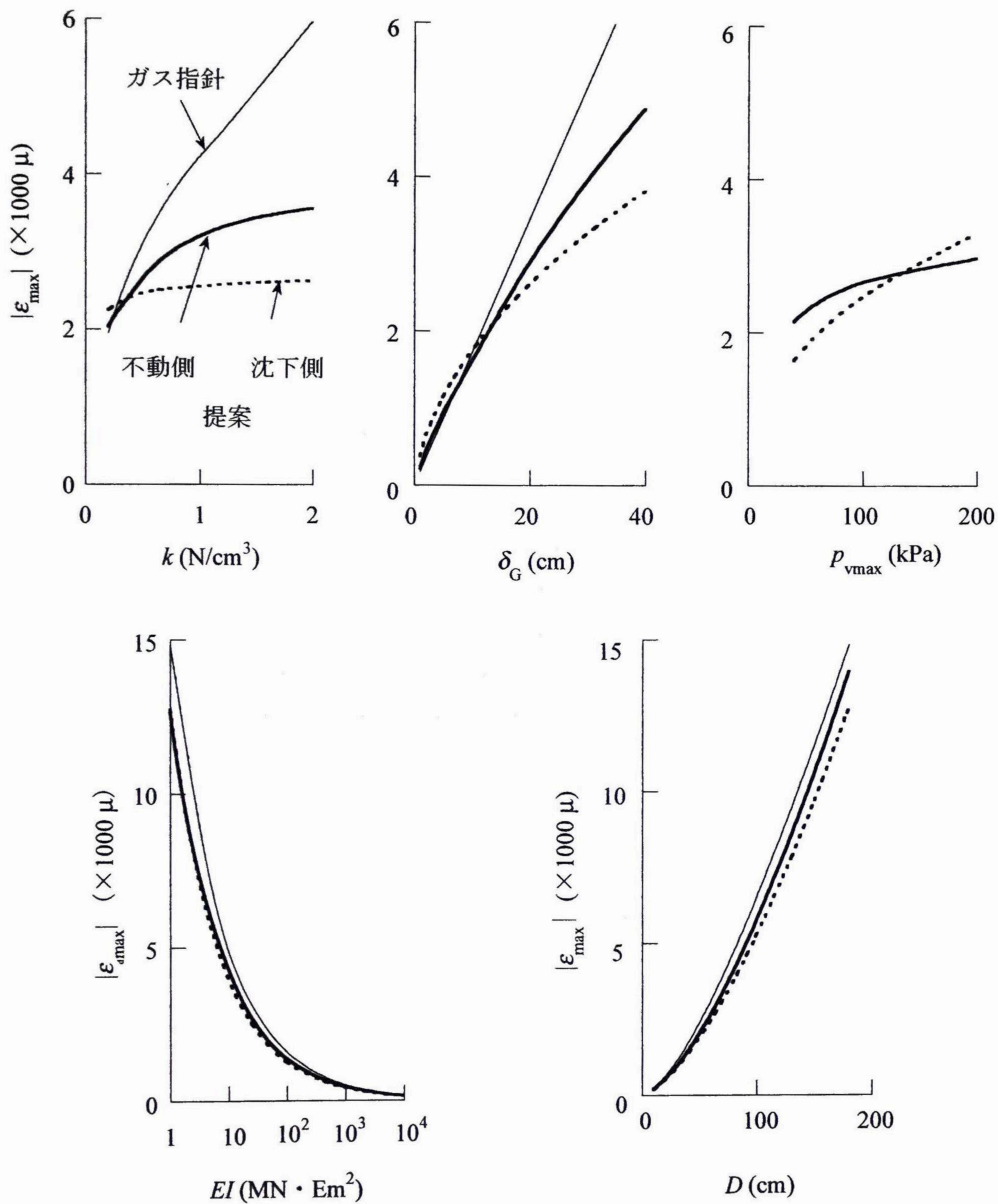


図-4.15 各定数の変化に伴う最大曲げひずみ $|\epsilon_{\max}|$ の変化 (W_p を与えない場合)

4.6 まとめ

地盤が不同沈下した時の長尺管路の力学(土圧と変形)挙動を調べた三次元模型を用いた遠心実験の結果に基づいて、継手の無い管路の力学挙動を的確に予測する合理的設計法を提案した。本章の主な内容と結論は以下の通りである。

(1) 提案設計法の概要

- ① 提案設計法で用いた力学モデルは、三次元模型を用いた遠心実験で判明した沈下地盤側における鉛直土圧の著しい集中を考慮するため、鉛直土圧を放物線分布と仮定し、これを線形バネに支えられた管路に荷重として作用させ、管路の土圧・変形挙動を弾性床上の梁理論によって算定するものである。
- ② 同じく三次元模型を用いた遠心実験で判明した地盤沈下量・管路剛性・土被り高・地盤条件の各要因による鉛直土圧集中範囲の変化を考慮するため、不動・沈下両地盤の境界から管路の沈下量が地盤の沈下量に一致する位置までの距離として、この範囲を収束計算によって個々のケースごとに決定する手法を採用した。

(2) 提案設計法の妥当性の検証

- ① 二次元模型を用いた遠心実験から推定した地盤のバネ定数(地盤反力係数)と放物線分布土圧の最大値をこの力学モデルに適用して、三次元模型を用いた遠心実験の予測計算を行い、実験結果と照合したところ、予測、実験の両者は良く一致し、提案設計法が遠心実験で判明した不同沈下量の増大に伴う管路挙動の非線形な変化と各要因の違いによる実験結果の変化を良好に近似することが分かった。
- ② 無限延長管路を対象として、提案設計法に含まれる定数の感度分析を行い、提案設計法による計算結果が不同沈下量の増大、ならびに地盤条件によって決まる地盤のバネ定数と鉛直土圧の最大値の変化に対して強い非線形性を示し、遠心実験で観測された管路挙動と定性的にも傾向が一致することを確かめた。
- ③ 以上から、提案設計法が含む仮定と入力定数の決定法は妥当であると結論した。

(3) 提案設計法の現行設計法に対する優位性の確認

現行設計基準であるガス指針によって、三次元模型を用いた遠心実験に対する予測計算、および無限延長管路を対象とする感度分析を行い、実験結果ならびに提案設計法による予測結果と比較したところ、現行設計基準による予測は実験結果とは一致せず、また不同沈下量の増大に対して実際とは異なる線形の管路挙動を予測することが分かり、このことから提案設計法は現行設計基準に対して優位性を持つと結論した。

(4) 管路の自重の影響について

提案設計法を用いて管路の自重を与えた計算を行って、管路自重を与えなかった計算と比較し、管路の自重が予測結果に与える影響は無視し得る程度に小さいことを確かめた。

第5章 結 論

本論文は、これまで解明が進んでいなかった埋設長尺管路の力学挙動（土圧と変形）を、事例研究と遠心実験によって明確化するとともに、遠心実験の結果に基づいて埋設管路の力学挙動を的確に予測し得る合理的設計法を提案したものである。本論文で得られた結論をまとめると次のようになる。

第1章では、本研究を着手するに至った背景、現行設計基準とその問題点、ならびにこれらの問題解決を試みた既往の研究について概説するとともに、本研究の目的と論文の構成および研究の手法について述べた。

第2章では、国道25号難波西口交差点と国道9号五条堀川交差点で発生した2件の大口径水道管の破損事例を取り上げ、遠心実験ならびに弾性FEMによる破壊原因の究明を通し、埋設管路の力学挙動（土圧と変形）の実態を把握した。

2.2では、国道25号難波西口交差点で発生した内径600 mmの水道管の破損事例について論じた。破壊した管路は、他の埋設物の保護コンクリートを横断する形で、保護コンクリートの上に直接置かれていたため、地盤沈下によって管路が保護コンクリートのエッジを支持点として回転し、管軸に沿って働いた土圧がこの支持点に集中した結果、軸方向応力のポアソン比相当分の応力が断面応力に付加されて、管体が断面方向に破壊したと結論した。

2.3では、国道9号五条堀川交差点で発生した内径900 mmの水道管の破損事例について論じた。管路は硬質な基礎地盤に直置きされていたが、管路の継手部の下は溝掘りされて緩く埋め戻されたため、そこでは管路と地盤の間に相対沈下が生じ、管路上部に極めて大きな土圧が作用するとともに、管路下部に働く反力土圧が消滅し、その結果、硬質地盤に直置きされた領域の端部で管底付近のごく狭い範囲に反力土圧が集中し、2.2の事例と同様のメカニズムによって破壊したと結論した。

第3章では、地盤が不同沈下した時の埋設長尺管路の力学挙動（土圧と変形）を精度よく定量化するために実施した三次元模型を用いた遠心実験について論じ、併せて、現行設計基準が採用している弾性床上の梁理論による管路の挙動予測と遠心実験の結果の比較を通して、弾性床上の梁理論の実際の適用性について考察した。

3.2では、遠心実験で用いた模型管路、および実験に用いた地盤材料と実験方法について述べた。

3.3では、床の降下量 s の増大に伴い管路に働く鉛直土圧とせん断土圧、管路の曲げひずみ、管路の鉛直変位量の管路軸に沿う各分布がどう変化するかを論じた。鉛直土圧 p_v と p_r に関しては、不動地盤側では床の降下が始まるとすぐ、鉛直土圧 p_v が消滅し、鉛直反力土圧 p_r が強い集中を示し、床の降下量 s の増大につれて集中度合いが強まること、沈下地盤側では鉛直土圧 p_v は中央にピークを持つ二等辺三角形に近い分布を示し、床の降下量 s の増大につれて、 p_v のピークは値を増やしながら右方向に移動すること、一方、 p_r は、 p_v の集中領域でゼロとなり、床の降下量 s の増大につれてその範囲が広がることを示した。また、 p_v の最大値 p_{vmax} と p_r の最大値 p_{rmax} 、ならびに縁ひずみの最大値 ε_{max} は地

盤の不同沈下の増大に伴い非線形に変化することを述べた。

3.4 では、遠心実験終了後に地盤変形の様子を観察した結果を用いて、不同沈下に伴って不動地盤と管路を足とする一对の三次元アーチが管路の両側の地盤内に生じることを示し、これが不同沈下の増大に伴う管路挙動の非線形性をもたらすことを説明した。

3.5 では、地盤密度、土被り高、管路剛性および地盤の種類などの各要因の違いによる管路挙動の変化について説明し、不動地盤側の p_r と沈下地盤側の p_v の集中度合いは、地盤密度と土被り高が大きい方がかなり高くなることを示した。

3.6 では、実験結果とガス指針モデルによる管路挙動の予測結果を比べ、両者が整合しないことを示し、その原因はガス指針モデルが不同沈下によって惹起される鉛直土圧の発現メカニズムを不十分に捉えているためであると結論した。

第4章では、埋設管路の力学挙動を合理的に予測する新たな設計法の構築過程と2つの入力定数について説明し、提案設計法の妥当性と現行設計法に対する優位性を論じた。

4.2 では、提案設計法で開発した力学モデルについて説明した。この力学モデルは、三次元模型を用いた遠心実験で判明した沈下地盤側における鉛直土圧の著しい集中と反力土圧の消滅、ならびに管路挙動の非線形性を考慮するため、鉛直土圧を放物線分布と仮定し、これを線形バネに支えられた管路（弾性床上の梁）に荷重として作用させ、荷重が働く範囲（=反力土圧が消滅する範囲）を収束計算によって決定するものである。

4.3 では、提案設計法による管路挙動予測計算に必要なパラメータである地盤のバネ定数 k と放物線分布土圧の最大値 p_{vmax} を、二次元模型を用いた引上げ・引下げ両遠心実験から求める方法について説明した。

4.4 では、提案設計法を用いて三次元模型を用いた遠心実験に対する予測計算を行い、両者が良く一致し、提案設計法が遠心実験で判明した不同沈下量の増大に伴う管路挙動の非線形な変化と各要因の違いによる実験結果の変化を良好に近似することを示した。これに対して、ガス指針による予測は土圧の分布と大きさが実験結果と全く異なる結果となることを示した。

4.5 では、無限延長管路を対象として、提案設計法に含まれる定数の感度分析を行い、提案設計法による計算結果が不同沈下量の増大、ならびに地盤条件によって決まる地盤のバネ定数と鉛直土圧の最大値の変化に対して強い非線形性を示し、三次元模型を用いた遠心実験で観測された管路挙動と傾向が一致することを述べた。

以上の研究を通じて、管と地盤が相対沈下する時の長尺管路の力学挙動（土圧と変形）の発現メカニズムが把握でき、埋設管路の力学挙動を精度よく予測し得る合理的設計法を構築できた。よって、本設計法を、問題がある現行設計法に代わるものとして提案する。

なお、この設計法を実用に応用するためには、2つの入力パラメータ p_{vmax} と k が必要であり、これらを設計ツールとして用意する仕事が今後の課題として残されている。

参考文献

- 1) Dickin, E. A. (1988) : Uplift Behavior of Horizontal Anchor Plates in Sand, *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol.114, No.11, pp.1300-1317.
- 2) (社)土質工学会(1979) : 3.2 埋設管の沈下と変形, 土質基礎工学ライブラリー18, 土と基礎の沈下と変形の実測と予測, pp.258-259.
- 3) Hachiya, M., Inoue, Y., Tohda, J., Takatsuka, Y. and Takagi, R. (2002) : Response of buried pipelines subjected to differential ground settlement, *Physical Modelling in Geotechnics, ICPMG'2*, Balkema, pp.911-916.
- 4) 八谷誠, 東田淳, 高塚義則, 仲明行, 黒谷努(1998) : 国道 25 号難波西口交差点水道管破損事故の原因(推定モデルによる事故原因の検討), 土木学会第 53 回年次講演会, Vol.B, pp.466-467.
- 5) 八谷誠, 東田淳, 寒竹英貴, 牧添幸徳(1999) : 国道 9 号水道管破損事故の原因(FEMによる強度計算), 第 34 回地盤工学研究発表会, Vol.2, pp.1763-1764.
- 6) 八谷誠, 東田淳, 佐野洋平(2003) : 不同沈下地盤に埋設される管路の力学挙動(提案設計法と遠心実験の比較), 土木学会第 58 回年次学術講演会概要集, III-474, Vol.B, pp.947-948.
- 7) 八谷誠, 東田淳(2005) : 埋設管路の提案設計法における管路自重の影響, 土木学会第 60 回年次学術講演会, 第 3 部門, III-418, pp.833-834.
- 8) 久楽勝行, 青山憲明, 竹内辰典(1986) : 地盤の不同沈下と地中埋設管路の挙動に関する大型模型実験, 土木学会第 41 回年次学術講演会概要集, III-218, pp.435-436.
- 9) 久楽勝行, 青山憲明, 宇賀和夫, 中西典明(1991) : 軟弱地盤上に構築される柔構造樋管の長手方向の応力解析, 第 26 回土質工学研究発表会, pp.1785-1788.
- 10) 兵藤元宣, 島村一訓, 高木宣雄(1991) : 埋設管の地盤反力係数評価のための実験および解析, 土と基礎, Vol.39-4, No.399, pp.3-8.
- 11) 寒竹英貴, 東田淳, 牧添幸徳, 八谷誠(1999) : 国道 9 号水道管破損事故の原因(遠心実験による土圧の定量化), 第 34 回地盤工学研究発表会, Vol.2, pp.1761-1762.
- 12) Katagiri, S. and Takada, S. (1994) : Study on Behavior of Buried Corrugated Pipelines Subjected to Ground Subsidence, *Proc. of Second CHINA-JAPAN-US Trilateral Symposium on Lifeline Earthquake Engineering*, pp.139-146.
- 13) 建設省土木研究所(1967) : 地盤反力係数とその載荷幅による補正, 土木研究所資料第 299 号.
- 14) 菊池清成, 加室昂, 大津賀久夫, 高木貞人, 野村健二, 村田三郎(1970) : 導管および受け防護に及ぼす地盤沈下の影響について, 東京瓦斯(株) 総合研究所報告, No.15, pp.203-224.
- 15) Li, L. and Tohda, J. (1995) : Earth Pressure on Pipelines in Centrifuged Models, *Proc. of 2nd International Conference on Advances in Underground Pipeline Engineering*, ASCE, Vol.119, pp.102-113.
- 16) Matsuo, M. (1967) : Study on The Uplift Resistance of Footing (I), *Soil and Foundations*, Vol.7, No.4, pp.1-37.

- 17) Matsuo, M. (1968) : Study on The Uplift Resistance of Footing (Ⅱ) , *Soil and Foundations*, Vol.8, No.1, pp.18-48.
- 18) Merrifield, C. M. and Williams, A. R. (1988) : Pull-out Capacity and Load-Displacement Characteristics of Vertical Anchorages Modelled in the Centrifuge, *Centrifuge* 88, pp.215-221.
- 19) Meyerhof, G. G. and Adams, J.I. (1968) : The Ultimate Uplift Capacity of Foundations, *Canadian Geotechnical Journal*, Vol.5, No.4, pp.225-244.
- 20) Ng, C. W. W. and Springman S. M. (1994) : Uplift Resistace of Buried Pipelines in Granular Materials, *Centrifuge* 94, pp.753-758.
- 21) (社) 日本道路協会 (2002) : 道路橋示方書・同解説 IV下部構造編.
- 22) (社) 日本ガス協会 (1982) : ガス導管耐震設計指針.
- 23) 西尾宣明, 吉越亘, 渡辺修 (1975) : 地中に固定された埋設管に作用する鉛直土圧について, 埋設管に関するシンポジウム発表論文集, 土質工学会, pp.9-12.
- 24) 西尾宣明, 宇梶忠雄, 渡辺修, 高木宣雄 (1976) : 不等沈下する地盤に埋設された導管の軸方向曲げ応力について, 第 11 回土質工学研究発表会講演集, pp.1057-1060.
- 25) 農林水産省構造改善局 (1988) : 土地改良事業計画設計基準・設計「パイプライン」基準書・技術書.
- 26) Norov, J., Kanie, S., Akagawa, S. (2005) : Frost Heave Estimation of Chilled Gas Pipeline, Induced by Agrowth of Bulb, 第 40 回地盤工学研究発表会講演集, pp.1937-1938.
- 27) 大石博 (1985) : 地盤沈下を受ける埋設管路の挙動に関する二, 三の考察, 土木学会論文集, 第 356 号 / I-3, pp.379-386.
- 28) O'Rourke, T. D. and Ahmed I. (1985) : Effect of Shallow Trench Construction on Cast Iron Pipelines, *Proc. of ASCE Inter. Conf. On advances in Underground Pipeline Engineering*, pp.21-31.
- 29) Ovesen, N. K. (1981) : Centrifuge Tests of the Uplift Capacity of Anchors, *10th ICMFE*, pp.717-722.
- 30) Rajani, B. and Morgenstern, N. (1993) : Pipelines and Laterally Loaded Piles in Elastoplastic Medium, *Journal of Geotechnical Engineering*, Vol.119, No.9, ASCE, pp.1431-1448.
- 31) Rowe, R. K. and Davis, E. H. (1982) : The Bihaviour of anchor Plates in Clay, *Geotechnique* 32, No.1, pp.9-23.
- 32) Rowe, R. K. and Davis, E. H. (1982) : The Bihaviour of anchor Plates in Sand, *Geotechnique* 32, No.1, pp.25-41.
- 33) Sakai, T. and Tanaka, T. (1998) : Scale Effect of A Shallow Circular Anchor in Dense Sand, *Soil and Foundations*, JGS, Vol.38, No.2, pp.93-99.
- 34) 佐野洋平, 東田淳, 八谷誠 (2003) : 埋設管路の三次元遠心模型実験 (管路剛性, 地盤条件, 埋設深さの影響), 第 38 回地盤工学研究発表会講演集, pp.1757-1758.
- 35) Saran, S., Ranjan, G. and Nene, A. S. (1986) : Soil Anchors and Constitutive Laws, *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol.112, No.12, pp.1084-1100.

- 36) Selvadurai, A.P.S. (1985) : Numerical Simulation of Soil-Pipeline Interaction in a Ground Subsidence Zone, *Proc. of ASCE inter. Conf. On Advances in Underground Pipeline Engineering*, pp.311-319.
- 37) Selvadurai, A.P.S. (1989): Enhancement of the Uplift Capacity of Buried Pipelines by The Use of Geogrids, *Geotechnical Testing Journal, ASTM*, Vol.12, No.3, pp.211-216.
- 38) Selvadurai, A.P.S. & Shide, S.B. (1993) : Frost Heave Induced Mechanics of Buried Pipelines, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.119, No.20, pp.1929-1951.
- 39) 島村一訓, 西尾宣明, 高木宣雄, 兵藤元宣 (1987) : 突出条件下の埋設管に作用する土圧, 土木学会論文集, 第 388 号/Ⅲ-8, pp.179-188.
- 40) 高田至郎, 山部泰男 (1981) : 地盤沈下を受ける埋設管路の挙動実験とその解析, 建設工学研究所報告, 第 23 号, pp.37-53.
- 41) 高田至郎, 山部泰男 (1982) : 沈下土槽による埋設管路の大変形挙動実験とその解析, 土木学会論文報告集, 第 323 号, pp.55-65.
- 42) 高田至郎, 田邊揮司良, 狭間祐二, 入岡博明 (1986) : マンホール際管路の沈下挙動実験と対策管路の開発, 土木学会論文集, 第 374 号/Ⅰ-6, pp.575-582.
- 43) 高木宣雄 (1991) : 輪荷重による埋設管の軸方向曲げひずみの解析法, 土木学会論文集, 第 430 号/Ⅲ-15, pp.69-78.
- 44) 田邊揮司良, 高田至郎 (1986) : 地盤沈下を受ける地中管路の設計式と適用, 土木学会論文集, 第 374 号/Ⅰ-6, pp.593-602.
- 45) 東田淳, 三笠正人 (1986) : 遠心力模型実験による剛性埋設管の土圧の検討, 土木学会論文集, 第 376 号/Ⅲ-6, pp.171-180
- 46) 東田淳, 吉村洋 (1990a) : 掘削溝を横断する小口径埋設管の破壊事例とその原因 (その 1 管に働く土圧について), 土木学会第 45 回年次学術講演会概要集, pp.624-625.
- 47) 東田淳, 吉村洋 (1990b) : 掘削溝を横断する小口径埋設管の破壊事例とその原因 (その 2 破壊原因に対する考察), 土木学会第 45 回年次学術講演会概要集, pp.16-17.
- 48) Tohda, J. and Yoshimura, H. (1991) : Failure of buried gas pipeline crossing a trench, *Proc. of Special Conf. On Pipeline crossing*, ASCE, pp.190-201
- 49) 東田淳, 足立那靖, 小川安雄, 岡正治郎 (1991) : 遠心模型による埋設管の引上げ実験, 第 26 回土質工学研究発表会講演集, pp.1769-1772.
- 50) 東田淳, 李黎明, 永田常雄, 小川安雄, 清水謙司 (1993a) : 地盤が沈下する時に埋設管に働く土圧, 第 28 回土質工学研究発表会講演集, pp.2289-2290.
- 51) 東田淳, 李黎明, 永田常雄, 小川安雄, 清水謙司 (1993b) : 地盤が沈下する時に埋設管に働く土圧 (遠心模型による管の引下げ実験), 土木学会第 48 回年次学術講演会概要集, pp.202-203.
- 52) Tohda, J., Yoshimura, Y. and Li, L. (1996) : Characteristic features of damages to the public sewerage system in the Hanshin area, *Soils and Foundations, Special Issue on the Great Hanshin Disaster*, Japanese Geotechnical Society, PP.335-347.

- 53) 東田淳, 李黎明, 村中一郎 (1996) : 地盤が不同沈下する場合の埋設管に働く土圧, 土木学会第 51 回年次学術講演会, III-B191, pp.382-383.
- 54) 東田淳, 高塚義則, 八谷誠, 仲明行, 黒谷努 (1998) : 国道 25 号難波西口交差点水道管破損事故の原因 (遠心模型実験による推定モデルの検証), 土木学会第 53 回年次講演会, Vol.B, pp.468-469.
- 55) 東田淳, 寒竹英貴, 牧添幸徳, 八谷誠 (1999) : 国道 9 号水道管破損事故の原因 (事故状況), 第 34 回地盤工学研究発表会, Vol.2, pp.1759-1760.
- 56) 東田淳, 八谷誠, 寒竹英貴 (2000) : 管軸・断面両方向の変形挙動の相互作用によって生じた大口径水道管の破壊事例, 土木学会論文集 No.659/III-52, pp.195-209.
- 57) 東田淳, 八谷誠, 徳増健, 佐野洋平 (2005) : 遠心模型による埋設管路の軸方向挙動の検討, 土木学会論文集, 第 792 号/III-71, pp.45-59.
- 58) 徳増健, 東田淳, 八谷誠 (2002) : 不同沈下地盤に埋設される管路の力学挙動 (遠心実験), 土木学会第 57 回年次学術講演会概要集, 第 3 部門, Vol.B, pp.431-432.
- 59) Trautmann, C. H. , O'Rourke, T. D. and Kulhawy, F. H. (1985) : Uplift Force-Displacement Response of Buried Pipe, *Journal of Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol.111, No.9, pp.1061-1076.
- 60) Vermeer, P. A. and Sutjiadi, W. (1985) : The Uplift Resistance of Shallow Embedded Anchors, *11th ISMFE*, pp.1635-1638.
- 61) Vesic, A. S. (1971) : Breakout Resistance of Objects Embedded in Ocean Bottom, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division*, ASCE, Vol.97, No.SM9, Proc. Paper 8372, pp.1183-1205.
- 62) 渡辺隆 (1972) : 埋設管の設計・施工に伴う問題点, 土と基礎, Vol.20-1, No.648, pp.11-20.
- 63) 矢野博彦, 東田淳, 佐野洋平, 森本和人, 新井偉史 (2002) : 浅埋設される大口径管の浮上抵抗に関する遠心実験と予測モデル, 土木学会第 57 回年次学術講演会概要集, pp.429-430.
- 64) 吉村洋, 東田淳, 李黎明 (1997) : 遠心模型によるたわみ性埋設管の土圧・変形挙動の検討, 土木学会論文集, 第 561 号/III-38, pp.245-255
- 65) 湯浅欽央 (1962) : 地下埋設暗きよに関する予備的室内実験, 土木学会論文報告集, 第 83 号, pp.11-20.

関係発表論文

第2章

- 1) 八谷誠, 東田淳, 高塚義則, 仲明行, 黒谷努 (1998) : 国道 25 号難波西口交差点水道管破損事故の原因 (推定モデルによる事故原因の検討), 土木学会第 53 回年次講演会, Vol.B, pp.466-467.
- 2) 八谷誠, 東田淳, 寒竹英貴, 牧添幸徳 (1999) : 国道 9 号水道管破損事故の原因 (FEM による強度計算), 第 34 回地盤工学研究発表会, Vol.2, pp.1763-1764.
- 3) 寒竹英貴, 東田淳, 牧添幸徳, 八谷誠 (1999) : 国道 9 号水道管破損事故の原因 (遠心実験による土圧の定量化), 第 34 回地盤工学研究発表会, Vol.2, pp.1761-1762.
- 4) 高塚義則, 東田淳, 八谷誠 (1998) : 埋設管路の軸方向挙動に関する遠心実験, 土木学会第 53 回年次講演会, Vol.B, pp.454-455.
- 5) 東田淳, 高塚義則, 八谷誠, 仲明行, 黒谷努 (1998) : 国道 25 号難波西口交差点水道管破損事故の原因 (遠心模型実験による推定モデルの検証), 土木学会第 53 回年次講演会, Vol.B, pp.468-469.
- 6) 東田淳, 寒竹英貴, 牧添幸徳, 八谷誠 (1999) : 国道 9 号水道管破損事故の原因 (事故状況), 第 34 回地盤工学研究発表会, Vol.2, pp.1759-1760.
- 7) 東田淳, 八谷誠, 寒竹英貴 (2000) : 管軸・断面両方向の変形挙動の相互作用によって生じた大口径水道管の破壊事例, 土木学会論文集, 第 659/Ⅲ-52, pp.195-209.

第3章

- 8) 八谷誠, 東田淳, 高木亮祐 (1999) : 遠心模型による埋設管路の軸方向挙動観測—実験結果と慣用設計法の比較, 土木学会第 54 回年次学術講演会, Ⅲ-B138, pp.276-277.
- 9) Hachiya, M., Inoue, Y., Tohda, J., Takatsuka, Y. and Takagi, R. (2002) : Response of buried pipelines subjected to differential ground settlement, *Physical Modelling in Geotechnics, ICPMG'2*, Balkems, pp.911-916.
- 10) 佐野洋平, 東田淳, 八谷誠 (2003) : 埋設管路の三次元遠心模型実験 (管路剛性, 地盤条件, 埋設深さの影響), 第 38 回地盤工学研究発表会講演集, pp.1757-1758.
- 11) 高木亮祐, 東田淳, 八谷誠 (1999) : 遠心模型による埋設管路の軸方向挙動観測—埋設深さを変えた場合の不同沈下の影響, 土木学会第 54 回年次学術講演会, Ⅲ-B137, pp.274-275.
- 12) 高木亮祐, 東田淳, 本多香織, 八谷誠 (2001) : 遠心模型による埋設管路の軸方向挙動観測—管路剛性と埋設深さの影響, 土木学会第 56 回年次学術講演会, Ⅲ-B120, pp.240-241.
- 13) 東田淳, 八谷誠, 徳増健, 高塚義則, 佐野洋平 (2005) : 遠心模型による埋設管路の軸方向挙動の検討, 土木学会論文集, 第 792 号/Ⅲ-71, pp.45-59.
- 14) 徳増健, 東田淳, 八谷誠 (2002) : 不同沈下地盤に埋設される管路の力学挙動 (遠心実験), 第 57 回年次学術講演会概要集, Ⅲ-216, pp.431-432.

第4章

- 15) 新井偉史, 東田淳, 松林誠, 徳増健, 八谷誠 (2002) : 遠心模型による埋設埋設の引上げ実験, 第 57 回年次学術講演会概要集, III-213, pp.425-426.
- 16) 八谷誠, 東田淳, 平川智也, 徳増健 (2002) : 遠心模型による埋設管路の引下げ実験, 第 57 回年次学術講演会概要集, III-212, pp.423-424.
- 17) 八谷誠, 東田淳, 佐野洋平 (2003) : 埋設管路の提案設計法の特性と適用範囲, 第 38 回地盤工学研究発表会講演集, pp.1759-1760.
- 18) 八谷誠, 東田淳, 佐野洋平 (2003) : 不同沈下地盤に埋設される管路の力学挙動 (提案設計法と遠心実験の比較), 第 58 回年次学術講演会概要集, III-474, pp.947-948.
- 19) 八谷誠, 東田淳 (2004) : 長尺管路の軸方向挙動に対する提案設計法の検証, 第 59 回年次学術講演会概要集, III-396, pp.791-792.
- 20) 八谷誠, 東田淳 (2005) : 埋設管路の提案設計法における管路自重の影響, 第 60 回年次学術講演会概要集, III-418, pp.833-834.
- 21) 八谷誠, 東田淳, 徳増健, 高塚義則, 佐野洋平 (2005) : 埋設管路の軸方向挙動に関する実用設計法の提案, 土木学会論文集, 第 799 号/III-72, pp.109-122.
- 22) 東田淳, 徳増健, 八谷誠 (2002) : 不同沈下地盤に埋設される管路の力学挙動 (実用設計法の提案), 第 57 回年次学術講演会概要集, III-217, pp.433-434.
- 23) 東田淳, 佐野洋平, 八谷誠 (2003) : 埋設管路の提案設計法で用いるばね定数と土圧強度の決定法, 第 58 回年次学術講演会概要集, III-473, pp.945-946.
- 24) Tohda, J. and Hachiya, M. (2005) : Response and design of buried pipelines subjected to differential ground settlement, *Proc. of the 16th International Conference of Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*, Vol.3, pp1659-1662.

謝 辞

筆者が本論文のテーマに取り組み始めたのは、1997年6月、本論文第2章で述べた大阪市内での水道管の破損事故が発生し、その原因究明のための調査に参加させていただく機会を得たところです。さらに、翌1998年3月、京都市内でも同様の水道管破損事故が発生し、この際にも調査・検討に参加させていただきました。これらの事故を契機に、埋設管の軸方向設計法に関する研究に着手いたしました。そして、成果を取りまとめるべく1999年4月大阪市立大学大学院後期博士課程へ入学しましたが、私自身の力不足のため2002年3月同課程単位取得退学となりました。しかし、その後もあきらめずに研究を継続し、足掛け9年かけて、この度学位論文に纏め上げることができました。

大阪市立大学大学院工学研究科都市系専攻地盤工学分野東田淳教授には、研究着手時から本論文を仕上げるまで、終始ご指導をいただき、一時期挫折しかけたときには叱咤激励を頂戴致しました。それがなければ、この論文は生まれなかったと思います。ここに、深く感謝申し上げます。また、本研究に対し、貴重なご意見を頂いた山田優教授、北田俊行教授に心から感謝いたします。大阪市立大学工学研究科名誉教授高田直俊先生には、筆者が学生時代から先生がご退官されるまで暖かいご指導を賜りました。心から感謝いたします。

筆者の勤務先である中央復建コンサルタンツ株式会社の片瀬貴文様（大学院後期博士課程入学当時社長）および朴慶智社長をはじめ、衣斐隆志様（同当時常務取締役）、および石川利行取締役には、多大なご支援とご理解を頂きました。厚くお礼申し上げます。また、現在所属している測量・地盤系グループの皆様はじめ多くの方々には、ご迷惑をかけることもあったかと思いますが、深いご理解を頂き本当に感謝しております。

本論文のコアーとなっている遠心実験は、大阪市立大学工学部地盤工学研究室に在籍した多数の学部生や修士の皆様のご協力によるものであります。特に、井上裕司氏、高塚義則氏、寒竹英貴氏、高木亮祐氏、佐野洋平氏、徳増健氏からは、多大な援助を頂きました。厚くお礼申し上げます。

最後に、この研究論文は家族の応援、特に妻の理解と支援なしには完成し得なかったことを記し、感謝します。